

DEUTSCHE BAUZEITUNG

MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-
CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

14. Jahrgang 1917.

Nº 1.

Eisenbeton-Konstruktionen vom Bau der deutschen Bücherei zu Leipzig.

Ausführungen der A.-G. Dyckerhoff & Widmann, Niederlassung Dresden, und Rud. Wölle zu Leipzig.



m September v. J. ist die deutsche Bücherei zu Leipzig, die völlig ausgebaut eine lückenlose Sammlung der deutschen Literatur und zwar nicht nur an Büchern, die im Buchhandel erscheinen, oder sonst im Handel sind, sondern auch an amtlichen Druckschriften und privaten Drucken aufnehmen soll und dann Platz für 10 Millionen Bände bieten und damit für die nächsten 200 Jahre ausreichen wird, in ihrem wichtigsten und schwierigsten Teil feierlich eingeweiht worden. Dieser umfaßt den Verwaltungsraum aufnehmenden Mittelbau, den großen Lesesaal und Speicher für vorläufig mehr als 1 Million

Bände. Der sächsische Staat, die Stadt Leipzig, der „Börsenverein der Deutschen Buchhändler“ und zahlreiche private Stifter haben zusammen gewirkt, um das Werk zu schaffen, zu dem der Grundstein am 19. Okt. 1913 gelegt worden ist, während die Ausführung fast ganz in die schwierige Zeit des Krieges fällt.

Die Natur des Gebäudes, das einen gewaltigen Bücherspeicher mit den dazu gehörigen Arbeits-, Lese- und Verwaltungsräumen darstellt, forderte vor allem eine durchweg feuersichere Ausführung. Dem Beton- und Eisenbetonbau eröffnete sich daher hier ein weites Anwendungsgebiet, das sich allerdings im wesentlichen nur auf den Ausbau im Inneren, auf Fundamente, Decken, Galerien, schwer belastete Pfeiler, Treppen, Dächer beschränkt, während er für die Ausgestaltung im Äußeren nur da zur Geltung

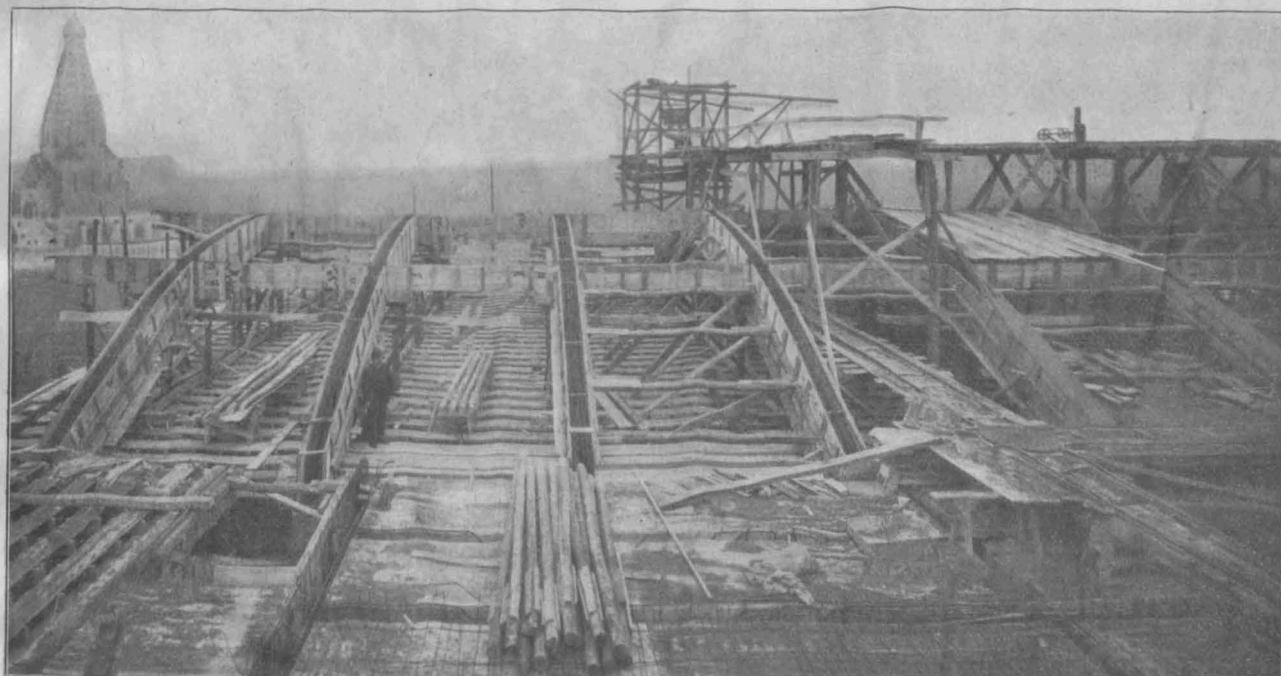


Abbildung 9. Einrüstung und Einschalung von Dachbindern und Decke über dem großen Lesesaal.

diesen bereits ein allgemeiner Bauplan aufgestellt worden war, an der Straße des 18. Oktober, am Deutschen Platz, einen Bauplatz von 16741 qm Grundfläche kostenlos zur Verfügung gestellt und außerdem zum ersten Ausbau noch einen Beitrag von 250000 M. geleistet und alle Straßenbaukosten und Anlieger-Leistungen übernommen, die annähernd den gleichen Betrag erreichen. Die Baukosten des jetzt in Betrieb genommenen Teiles werden nebst innerer Einrich-

Abbildung 2. Querschnitt in der Hauptachse durch Hauptbau, Verbindungsbau und Lesesaalbau.

The drawing is a detailed architectural cross-section of a building complex. It is divided into three main sections: 'LESESAALBAU.' on the left, 'VERBINDUNGSBAU.' in the center, and 'HAUPTBAU' on the right. The 'LESESAALBAU.' features a large, vaulted reading hall with a high ceiling and a smaller, arched entrance. The 'VERBINDUNGSBAU.' is a long, multi-story connecting structure with a series of windows and internal divisions. The 'HAUPTBAU' is the tallest section, featuring a prominent dome and multiple levels of windows. The drawing includes various dimensions: a vertical dimension of 12,8 on the right, a horizontal dimension of 3,0 on the left, and a scale bar at the bottom indicating 0, 10, and 20 units. A 'TUNNEL' is labeled at the bottom left. The drawing is a technical illustration with fine lines and shading to represent different materials and structural elements.

Abbildung 1.
Grundriß des Erdgeschosses
der „Deutschen Bücherei“
zu Leipzig.

Abbildungen 1 und 2.
Nach der Denkschrift zur
Einweihung der „Deutschen
Bücherei“ des „Börsenver-
eins der Deutschen Buch-
händler“ Leipzig 1916.

32.30
24.0
79.4
19.8
12.0
14.0
0 10 20 30 40 m

Abbildungen 1 und 2.
Nach der Denkschrift zur
Einweihung der „Deutschen
Bücherei“ des „Börsenver-
eins der Deutschen Buch-
händler“ Leipzig 1916.

Zum Bau der deutschen Bücherei, die vom Börsenverein errichtet, betrieben und verwaltet wird, hat die Stadtgemeinde Leipzig, nachdem ursprünglich ein anderer Platz in Aussicht genommen, und für

lung etwa 2,4 Millionen M. betragen. Sie werden, soweit sie nicht durch die Stadt und durch private Stiftungen für die Ausschmückung gedeckt sind, vom sächsischen Staat getragen. Die Entwürfe sind daher auch von der staatlichen Bauverwaltung aufgestellt, und zwar unter Oberleitung des Geh. Baurates Karl Schmidt von der Bauabteilung des sächs. Finanzministeriums zu Dresden durch Baurat Pusch; die Bauleitung war Baurat Baer übertragen. Die Prüfung der von den Eisenbeton-Firmen aufgestellten Kon-

struktions-Pläne und Berechnungen erfolgte durch das unter Oberleitung von Baurat Christoph stehende Brückenbau-Büro der kgl. sächs. Staatsbahnen durch Bauamtman Braune. Mit den Ausschachtungsarbeiten wurde am 25. Mai 1914 begonnen, am 30. April 1915 wurde der Schlußstein eingefügt und am 2. September 1916 konnte der Bau nach einer trotz der schwierigen Verhältnisse während des Krieges nur auf $2\frac{1}{4}$ Jahr verlängerten Bauzeit dem Betrieb übergeben werden.

Der zunächst ausgeführte Bauteil, von dem wir in Abbildung 1 einen Grundriß des Erdgeschosses und in Abbildg. 2 einen Schnitt in der senkrecht zur Platzfront stehenden Hauptachse geben, besteht aus einem durchweg unterkellerten 8-geschossigen Bau an der Platzfront von 120 m Länge und 12–14 m Breite, im Mittelbau, der Eingang und Haupttreppenhaus enthält, von 63 m Tiefe. Dieser Bau enthält im Kellergeschoß Nutzkeller und Betriebsräume, darüber Woh-

durch Treppe und Schacht mit dem Kellergeschoß in Verbindung steht und später zur Aufnahme einer automatischen Bücherbeförderungs-Anlage dienen soll, wenn die gesamte Baugruppe weiter ausgebaut ist und der große Lesesaal dann das Zentrum der ganzen Anlage bildet. Der Tunnel ist dann nach beiden Richtungen hin zu verlängern. Gänge zur Beförderung der Bücher in kleinen Handwagen verbinden die verschiedenen Bauteile und zahlreiche Aufzüge die verschiedenen Geschosse, sodaß ein recht verwickelter Bauorganismus entstanden ist, der auch für die konstruktive Durchbildung manche Schwierigkeiten bot.

Der zunächst errichtete Bauteil nimmt etwa die Hälfte des ganzen Bauplatzes für sich in Anspruch und bedeckt 3308 qm. Bei 22 m Hauptgesimshöhe des Verwaltungsgebäudes umschließt er rd. 76 736 cbm umbauten Raumes, gerechnet von Fußboden-Oberkante der Keller bis Hauptgesims Oberkante bzw. Oberkante Decke des ausgebauten Dachraumes. Die

Abbildungen 12 und 13.
Ausbildung der Giese-Decke
D. R. P. 242582.

Alleiniges Ausführungsrecht für Deutschland: A.-G. Dyckerhoff & Widmann.

Abbildung 12 (rechts) Konstruktions-Prinzip der Decke.

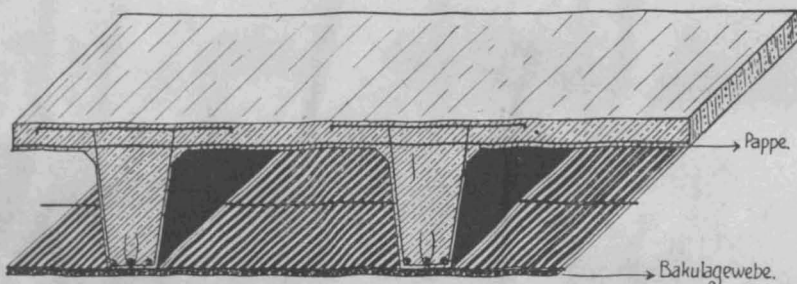


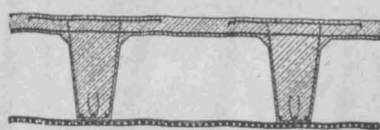
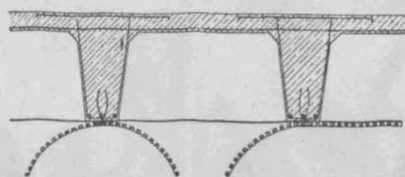
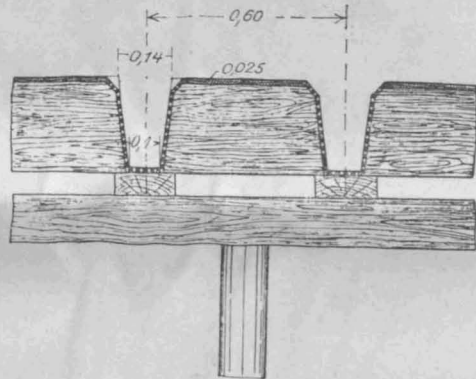
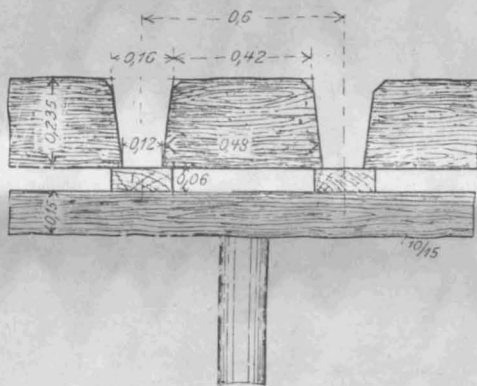
Abb. 13a–d.
Ausführung der
Giese-Decke.

a. Aufstellung des Unterbaues und der Schablonen.

b. Herstellung der Schalung durch Bakula-Gewebe und Pappe.

c. Decke fertig gestampft und ausgeschalt.

d. Decke ganz fertig mit wagrechter Unterdecke unter Benutzung des Bakula-Gewebes.



nungen für Beamte, Kartensaal und kleinen Lesesaal mit Arbeitsräumen, Verwaltungsräume und in den beiden Obergeschossen Bücherspeicher. Daran schließt sich in der Mitte senkrecht ein 19,34 m breiter, 19,8 m langer 5-geschossiger Zwischenbau, der nur teilweise unterkellert ist, Küche und Erfrischungsräume, Waschräume und Aborte für die Besucher, darüber Zeitschriften-Lesesaal mit 98 Sitzplätzen und über diesem das Zeitschriften-Lager enthält. Der Verbindungsbau vermittelt ferner den Zugang zu dem quer vorgelagerten nur 3-geschossigen Lesesaal-Gebäude von 37,3 m Länge bei 24 m Breite, das ebenfalls nur teilweise unterkellert ist und dort Raum zur Unterbringung maschineller Anlagen bietet, im Sockelgeschoß Bücherspeicher, im Erdgeschoß den großen Lesesaal von 614 qm Fläche für 176 Sitzplätze enthält. Der Dachraum über dem Lesesaal ist nicht ausgenutzt. Unter dem Lesesaal-Bau ist bereits ein 4,25 m hoher, 4,45 m i. L. weiter, mit der Sohle bis 6,65 m unter Gelände hinab reichender Tunnel hergestellt, der

größte Höhe von der tiefsten Gründungssohle bis zur Spitze des Haupttreppen-Turmes beträgt 42,5 m. Die Geschosshöhen schwanken zwischen 2,35 m im III. und IV. Obergeschoß und 4,70 m im Erdgeschoß, sowie I. und II. Obergeschoß. Im großen Lesesaal steigt die Stockwerkhöhe auf 9,5 m.

I. Eisenbeton-Ausführungen der A.-G. Dyckerhoff & Widmann, Niederlassung Dresden.

Oberleitung Direktor Dipl.-Ing. O. Spangenberg, Aufstellung der Sonder-Entwürfe und Bauleitung Dipl.-Ing. Bellak.

Die Arbeiten dieser Firma umfassen alle Eisenbeton-Ausführungen im Verbindungs- und Lesesaal-Bau. Sie bestehen in frei stehenden und Wand-Stützen, Sturzbalken über Wandöffnungen, Decken, ausgekragten Galerien, Treppen sowie schließlich der Dachkonstruktion für den großen Lesesaal, an der zugleich die Decke aufgehängt ist. Belastet werden die Decken in der Regel mit 400, 500, 800 kg/qm reiner

Abbildungen 3 und 4. Längs- und Querschnitt durch das Dach über dem Lesesaal.

[illegible][illegible]

Abbildung 6. *gegriffen*

1 Teil rd. 4,0 3 Teil 2 Teil rd. 1,5 1,0 2 Teil 2,5 3 Teil 1 Teil 4,0

Misch-Verh. d. Bogens 1:3:3

Misch-Verhältn. d. Zugbandes u. d. Hängestangen 1:2:2.

H. 1391

Abbildung 7 c. Desgl. auf einen Innenpfeiler.

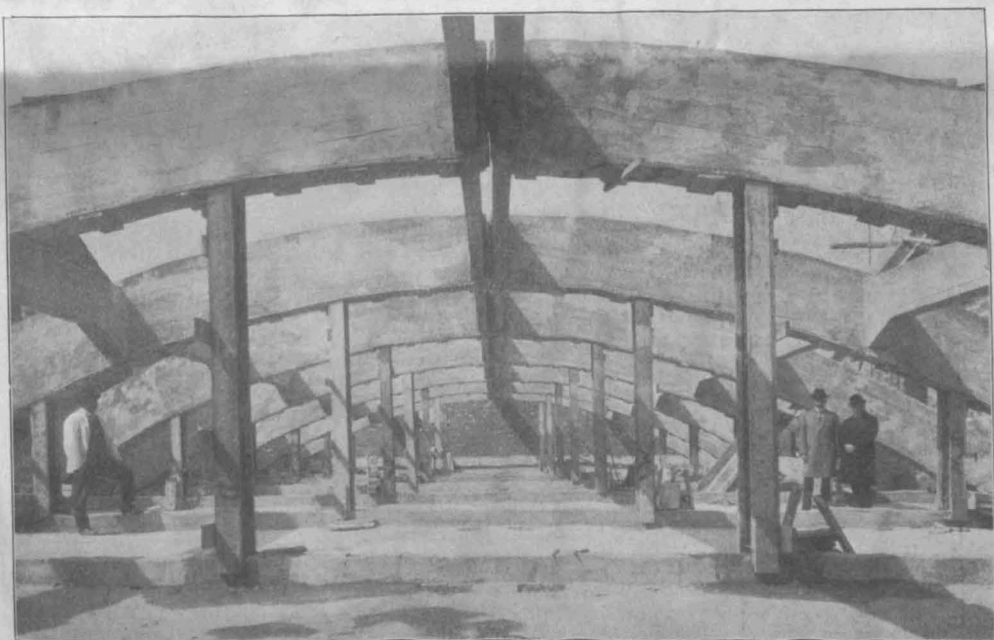
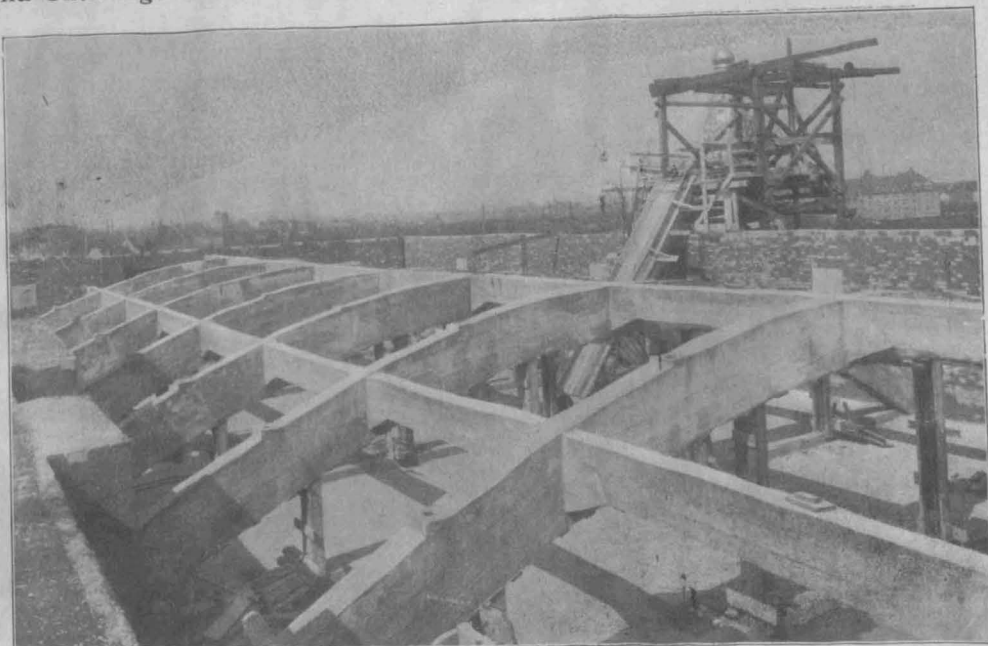
Nutzlast. Eine Ausnahme macht die Decke über dem großen Lesesaal, die nur für 150 kg/qm berechnet ist, sodaß der Dachraum hier nicht zu Lagerzwecken ausnutzbar ist. Unter dem Zeitschriften-Speicher im Mittelbau ist eine Nutzlast von 1400 kg/qm zugrunde gelegt, dazu kommt noch eine unten angehängte ebene Rabitzdecke mit 250 kg/qm . Für die Treppen ist eine Eigen- und Nutzlast von 1000 kg/qm angenommen.

Bei der Berechnung ist eine Beanspruchung des Betons in den Stützen im Untergeschoß von 35 kg/qcm , für die Deckenbalken und Unterzüge von 40 kg/qcm zugelassen und für das Eisen eine Zugspannung von 1000 kg/qcm .

Den interessantesten Teil der Ausführungen bildet die Eisenbeton-Tragkonstruktion für das Dach über dem großen Lesesaal mit angehängter Deckenkonstruktion. Abbildung 3 zeigt einen Querschnitt, Abbildung 4 den halben Längsschnitt. Danach sind in der Quere über dem im Lichten $17,18 \text{ m}$ weiten Raum in je $4,28 \text{ m}$ Normal - Abstand 8 Dreigelenkbögen gestreckt mit Zugband und Hängestangen, auf die sich oben die hölzernen Stützen des flachen Daches mit Oberlicht und Entlüftungsschachtaufsetzen, während unten eine schallsichere Decke System Giese angehängt ist, auf deren Ausbildung wir noch näher zurückkommen. Hier sei zunächst nur erwähnt, daß es sich um eine Eisenbeton-Hohldecke ohne Verwendung von Füllkörpern aus anderen Stoffen handelt, an deren Rippen eine untere, ebene Putzdecke auf Bakula-Gewebe angehängt ist, das auch zugleich ein Hilfsmittel für die Einschalung der Rippen bildet. Die A.-G. Dyckerhoff & Widmann besitzt das alleinige Ausführungsrecht dieser Decke (Deutsch. Reichspatent 242 582) für Deutschland. Diese Decke spannt sich zwischen die Zugbänder der Eisenbeton-Bogenbinder in der Längsrichtung des Saales und läuft über 9 Felder durch. Berechnet ist sie mit Hilfe der „Tabellen durchlaufender Träger über 5 Öffnungen“. Das Eigengewicht der Decke einschließlich Stuck ist mit 280 kg/qm eingeführt. Das Gewicht der angehängten Lampen und des aufgesetzten Lüftungskanales ist nicht berücksichtigt, dafür sind aber die Deckendurchbrechungen nicht abgezogen. Als Nutzlast sind 150 kg/qm in Ansatz gebracht. Die Rippenentfernung ist 60 cm . Um Rißbildung in der Unterseite der Decke infolge der Bewegung der Bogengelenke auszuschließen, ist die Decke durch 4 Längsfugen zerlegt.

Aus der Deckenlast und Eigengewicht ergibt sich eine Beanspruchung der Hängestangen des Bogens von 7950 kg/l. max. Es genügen daher 4 Eisen zu je 16 mm Durchm. Der Abstand der Hängestangen ist $3,6 \text{ m}$, ihr Querschnitt $15 \cdot 25 \text{ cm}$.

Für die Berechnung der Bogenbinder ist das Gewicht des Holzzementdaches einschl. Holzgerippe, Schnee und lotrechter Windlast mit 300 kg/qm eingeführt. Die Belastung des Zugbandes aus Decke und Eigengewicht ist dann 1450 kg/m . Der Binder hat eine Höhe von $0,80 \text{ m}$ im Scheitel, zunehmend auf $1,20 \text{ m}$



Abbildungen 10 und 11. Ausgeschaltete Bogenbinder. Von oben und unten gesehen.

(lotrecht gemessen) nahe dem Kämpfer, und 35 cm Breite. Für gleichmäßig verteilte Last ist die Stützlinie graphisch ermittelt. Der Bogen ist dabei als Parabel-Bogen von 18 m Spannweite bei $3,3 \text{ m}$ Pfeilhöhe betrachtet. Der Horizontalschub ergibt sich dann zu 53 t . Aus den Normalkräften sind nun die Momente für die einzelnen Querschnitte berechnet aus der Gleichung $M = M - H \cdot y$, worin M das Moment des einfachen Balkens von derselben Stützweite, H den Horizontalschub und y die Ordinate der Bogenachse bezogen auf die wagrechte Kämpfer-Verbindungsline bedeutet. Die M -Linie wurde graphisch aufgetragen.

Die Last der Giese-Decke wird durch die Hängestangen auf einzelne Punkte des Bogens übertragen, ebenso die Last des begehbaren Daches von oben, das sich mit seinen Stützen auf Absätze am Bogen aufsetzt. Da die rechte Seite des Daches schon durch die dauernde Last etwas stärker beansprucht wird, ergibt sich die ungünstigste Laststellung, wenn die Nutzlast nur auf diese Seite wirkt. Daraus ergibt sich ein $H = 8^t$. Die Momente sind dann wieder wie vor ermittelt.

Wagrechtter Winddruck kann nur auf den über den Rand des nahezu wagrechten Daches hinausragenden Teil der Laterne und den Luftschacht wirken. Er ermittelt sich zu insgesamt $1,33^t$ und seine Ueberführung in den Bogen ist bei etwa 3^m Entfernung links vom Scheitel anzunehmen (von rechts kann, da sich hier der höhere Mittelbau anschließt, Wind überhaupt nicht kommen). Der Einfluß des Windes ist hiernach nicht nur überhaupt sehr gering, sondern er wirkt für den sonst ungünstigsten Belastungsfall sogar entlastend. Die größten positiven und negativen Momente im Bogen stellen sich unter ungünstigsten Verhältnissen auf etwa 10^mt .

Die danach ermittelte Bewehrung des Bogens ist in Abb. 5, S. 4 dargestellt. Der Bogen ist symmetrisch zur Mitte ausgebildet, $0,35^m$ breit, $0,80^m$ im Scheitel, $0,90^m$ nahe Kämpfer (radial gemessen) stark und im Scheitel sowie in den Viertelpunkten der Spannweite durch kräftige Querbalken ausgesteift. Die Leibungen sind mit je 4 Rundeisen von je 20^mm Durchm. bewehrt, die durch Bügel miteinander verbunden sind. Die größten Spannungen betragen im Beton in $\frac{1}{4}$ der Spannweite $\sigma_{bmax.} = + 37,4 \text{ kg/qcm}$, $\sigma_{bmin.} = + 1,6 \text{ kg/qcm}$ trotz der an sich sehr ungünstigen Belastungsannahmen. Die Sicherheit ist also eine sehr hohe.

Im Zugband von $25 \cdot 45^cm$ Querschnitt entsteht bei Vollbelastung des Bogens die größte Beanspruchung. Es ist $H = 65,8^t$. Bewehrt ist das Band mit 8 Eisen von je 38^mm Durchm., die in den Bogenfüßen sicher verankert sind. Ihre Zugspannung beträgt nur 725 kg/qcm , man hat diese aber absichtlich so niedrig gewählt, da es sich hier um reine Zugspannungen handelt. Das Zugband ist zugleich Unterzug für die Giese-Decke, wird also daraus auch auf Biegung zwischen den Hängestangen beansprucht und hat dementsprechend noch eine verstärkte untere Bewehrung erhalten. Aus dieser Beanspruchung ergibt sich rechnerisch eine Verlängerung der Bogensehne von $\frac{725 \cdot 1800}{2 \cdot 100 \cdot 000} = 6,2^mm$, oder von $3,1^mm$

für die Bogenhälfte. Daraus folgt dann aber eine lotrechte Scheitelabsenkung des Bogens um $8,5^mm$. Berücksichtigt man auch noch eine Dehnung aus Temperatur-Schwankungen, die bei dem Innenraum in den Grenzen von 25° Cels. angenommen ist, so ergibt sich hieraus eine Zugband-Verlängerung von $5,4^mm$ und eine Scheitelsenkung um $7,4^mm$. Beobachtungen, die bei der Ausrüstung angestellt wurden, haben aber ergeben, daß die tatsächlichen Senkungen erheblich hinter diesen errechneten zurückgeblieben sind. Die größte Scheitelsenkung zeigte der Binder neben der östlichen Giebelwand mit nur $4,5^mm$, der darauf folgende Binder 3^mm . Im Uebrigen wurden nur Senkungen von $0,2 - 0,4^mm$ gemessen. Die ungleichen Größen der Senkungen, die bei den verschiedenen Bindern festgestellt wurden, haben höchst wahrscheinlich ihren Grund in der verschiedenen lange andauernden Sonnenbestrahlung der Binder im Laufe des sehr heißen Tages, an welchem die Ausrüstung erfolgte.

Die Bewehrung der Quersteifen, die mit kräftigen Vouten an die Rippen anschließen, geht aus Abb. 6, S. 4 hervor. Die Einzelheiten der Gelenkausbildungen im Scheitel zeigt Abb. 7 a, an den Kämpfern (das eine Mal auf einer Außenmauer, das andere Mal auf einem Innenpfeiler liegend) Abb. 7 b und c, S. 4. Die Gelenke sind danach Wälzgelenke, die in der Mitte ihrer Berührungsflächen durch einen Dorn zusammengehalten werden. Sie berühren sich nur im Mittelteil unmittelbar, in den Außenteilen sind vier-

fache Lagen von in Asphalt verlegter Dachpappe dazwischen geschoben. Nach Zusammendrücken dieser Lagen soll im Scheitel mindestens noch eine 5^mm -Fuge für die Drehbewegung zur Verfügung stehen. Bei den Kämpfergelenken sind außerdem noch Zinkblech-Streifen zwischen die Berührungsflächen gelegt. Die Dorne haben hier einen gewissen Spielraum erhalten, indem sie in Gasrohre eingeführt sind, die sie erst mit Hilfe einer elastischen Zwischenlage aus Kork im Querschnitt ausfüllen. Die Fußpunkte oder Kämpfer liegen teils auf Mauern, teils auf Eisenbeton-Sturzbalken, teils auf Stützen-Köpfen auf, die dementsprechend gegen Druck bewehrt sind. Einen grundsätzlichen Unterschied in der Ausbildung zeigen sie nicht. Bei allen ist durch Einfügung von Luftschlitzen von 10^mm Weite vor den Binderköpfen für freie Beweglichkeit gesorgt.

Abb. 8, S. 4 gibt Aufschluß über die Mischungsverhältnisse und die Reihenfolge der Aufbetonierung der Bogenrippen zwecks gleichmäßiger Belastung der Lehren und des Unterbaues. Der Bogen wurde für sich fertig gestellt und nach Einhängung des Zugbandes ausgerüstet. Dann wurde die Decke zwischen die Zugbänder eingebaut, und zum Schluß erst wurden die Hängestangen zwischen Bogen und Decke eingesetzt, um so schädliche Beanspruchungen während der Bauausführung hinten zu halten und Ribbildungen in der Decke zu vermeiden.

Die Abbildungen 9—11, S. 1 und 5, zeigen verschiedene Stadien der Ausführung der Bogenrippen und zwar die Einrüstung und Schalung der Konstruktion, sowie einen Blick auf die ausgeschalteten Binder von oben und unten.

Die Giese-Decke ist im Konstruktions-Gedanken in Abb. 12, S. 3, in ihrer Ausführungsweise in Abbildg. 13 a—d veranschaulicht. Danach wird zunächst auf einem Holz-Unterbau, mit Hilfe von hölzernen Schablonen von der Form der Hohlraum-Querschnitte, zwischen den Rippen und Laufbrettern ein Holzgerippe gebildet; dann wird mittels des bekannten Bakula-Gewebes die Hohlform für die Rippe und durch über die Schablone gespannte Pappe die untere Begrenzung der Platte hergestellt. Diese Dachpappe greift übrigens auch unter dem Bakula-Gewebe um die Rippen herum, um ein Anhaften des Betons an dem Gewebe zu verhindern. Denn dieses soll sich lediglich durch in der Unterseite der Rippen eingelassene Drähte mit der Konstruktion verbinden. Nach Einlage der erforderlichen Eisen in Rippen und Platte wird nun der Beton eingestampft und nach Ausrüstung und Fortnahme der Schalung werden die nun frei herunter hängenden Enden des Bakula-Gewebes mit einander verknüpft und dieses selbst wird nun von unten mit Putz beworfen. Es entsteht dann eine wagrechte Unterdecke, die nur an den Rippen aufgehängt ist, im Uebrigen aber durch die tragende Decke in keiner Weise belastet wird. Es wird ihr daher der Vorzug besonderer Ribfreiheit nachgerühmt. Die abgeschlossenen Hohlräume, die im Inneren verbleibende Pappe erhöhen ferner die Schallsicherheit und das schlechte Wärmeleitungsvermögen, sodaß die Decke auch nach dieser Richtung günstig wirkt. Dazu kommt dann noch die sparsame Ausführung, da das Bakula-Gewebe gleichzeitig als Schalung bei der Ausführung und als Putzträger für die wagrechte Unterdecke dient.

Die fertige Decke hat Rippen in 60^cm Abstand und von 10^cm unterer Breite. Die Platte wird nur 5^cm stark ausgeführt, während die Decke in drei Höhen von $20, 25, 30^cm$ zur Anwendung kommt. Die letztere Höhe kann in normalen Wohnhäusern bei 250 kg/qm Belastung 8^m weit gespannt werden. Für diese drei Deckentypen sind Tabellen aufgestellt, die ihre Anwendung erleichtern. Bei entsprechend geringerer Spannweite kann die Decke auch für sehr schwere Belastungen zur Anwendung kommen, wie das auch in der „Deutschen Bücherei“ nach den oben gemachten Angaben geschehen ist. —

(Fortsetzung folgt.)

Bemerkungen zu dem Vorschlage Groh's für ein neues Talsperrensystem.

Von Baurat Sorger-Dresden.

In No. 18 der „Mitteilungen“ Jahrg. 1916 veröffentlicht Reg.-Bmstr. Groh-Zittau einen Vorschlag zu einem neuen Talsperrensystem. Der Vorschlag ist eigenartig und darf in vielen Punkten nicht unwidersprochen bleiben. — Der Grundgedanke der Arbeit besteht darin, eine Verbilligung der Kosten der Sperrmauer durch herbeizuführen, daß anstelle des Mauerwerkes der Sperrmauer Eisenbetonwände auf einer Betongründung aufgeführt werden. Zwischen die Wände wird Sand als Füllmaterial eingebracht. Der Verfasser nennt dieses Bauwerk infolgedessen eine Sandkammer-Mauer. Er erwähnt, daß künftig Sperrmauern größerer Höhe meistens nur dann wirtschaftlich sein werden, wenn eine tunlichste Abminderung der Kosten für die Sperrmauer herbeigeführt werden kann.

Ueber die Abminderung der Baukosten der Stau-mauern durch Wahl eines kleinstmöglichen Querschnittes der Mauer sind ja viel wissenschaftliche Untersuchungen angestellt worden, es sei nur u. a. an die grundlegenden Arbeiten von Kreuter, Mohr, Link, Platzmann erinnert. Auch über die Ausführung der Mauern in Eisenbeton oder in einer aufgelösten Bauweise oder in Eisenbeton mit Sparbeton im Inneren wurden wiederholt Vorschläge gemacht und z. T. ausgeführt. Als sehr beachtlicher Vorschlag für die Baukosten-Verringerung, der eines eingehenden Studiums und einer Weiterbearbeitung würdig ist, erscheint mir der Vorschlag der österreichischen Ingenieure Redlich und Berger in Wien über den „standsicheren Mauerdamm“ (Sparmauerdamm, österr. Patent Nr. 44121). Für die Beurteilung aller dieser Vorschläge müssen m. E. folgende Gesichtspunkte maßgebend sein. Es muß erstens durch die statische Untersuchung die Standsicherheit des Bauwerkes auf jeden Fall gewährleistet werden, es muß zweitens der neue Vorschlag auch eine vom konstruktiven und praktischen Standpunkt aus richtige Lösung darstellen, und es muß drittens durch gründliche Kostenveranschlagung eine Verbilligung der Bauten durch die neue Bauart auch wirklich nachgewiesen werden.

Groh sagt in seiner Abhandlung, daß die Vorschläge für Talsperren größerer Höhe aus Eisenbeton bis jetzt nicht die Bedingung voller Standsicherheit erfüllen. So allgemein wird sich diese Behauptung wohl kaum aufrecht erhalten lassen. Gewiß sind noch nicht langjährige Erfahrungen gesammelt, ob die Dauerhaftigkeit des Eisens in dünnen Eisenbetonwänden unter hohem Wasserdruck gewährleistet ist. Aber es liegen doch auch Vorschläge für reine Eisenbetontalsperren vor — es sei nur hier der Entwurf Ziegler's über die Errichtung der Harz—Oker-Talsperre erwähnt —, die volle Standsicherheit zweifellos gewährleisten und die sicherlich hohe Beachtung verdienen.

Das erste Erfordernis dieser Vorschläge ist natürlich, daß sie in statischer Beziehung vollkommen klar und einwandfrei begründet sind. In dieser Hinsicht gibt jedoch der Vorschlag Groh's zu Bedenken Anlaß. Groh sagt, daß Sand, Kies oder Klarschlag dadurch druckfest gemacht werden können, daß sie mit einer zugkräftigen Hülle umgeben werden. Als solche Hüllen schlägt Groh Eisenbetonwände vor. Lose Massen, wie Sand, Kies usw. können doch dann nur als druckfest gelten, wenn sie so gelagert oder zusammengepreßt sind, daß unter Einwirkung von äußeren Kräften ein Ausweichen oder ein Verschieben der einzelnen Massenteile nach jeder Richtung hin ausgeschlossen ist. Es muß also der innere Gleichgewichtszustand der Masse gewahrt bleiben. Unter Einwirkung größerer äußerer Druckkräfte ist aber bei lose gelagertem Sand oder Klarschlag ohne Bindemittel ein Gleichgewichtszustand der inneren Kräfte nicht möglich, es müßte also in die Kammern nicht nur Sand, sondern beispielsweise Magerbeton eingebracht werden. Groh überträgt nun den Wasserdruck infolge des losen Füllmaterials im Inneren der Kammern gleichmäßig je nach der Höhe der Wand von einer bis auf alle 6 Wände. Er setzt also eine gleichmäßige Mitwirkung aller 6 Wände bei der Aufnahme des Wasserdruckes voraus. Diese Annahme ist meines Erachtens nicht richtig. Bei lose eingebrachtem Füllmaterial ist die Standsicherheit dieser vorgeschlagenen Anlage nur dann gewährleistet, wenn der gesamte Wasserdruck abzüglich des durch die Sandfüllung erzeugten Innendruckes der letzten, höchsten Zelle von der größten, wasserseitigen Eisenbetonwand allein aufgenommen werden kann. Auch ist die wasserseitige Wand darauf hin zu untersuchen, ob sie bei leerer Sperre dem Innendruck zu widerstehen vermag. Diese Wand muß wiederum den Druck durch Hauptträger, welche Groh als Versteifungsrippen bezeichnet, auf das Grün-

dungsmauerwerk und auf den Untergrund übertragen. Die übrigen, 5 m von einander entfernten Zwischenwände und ebenso noch die Hauptträger haben den durch die Füllung hervorgerufenen Innendruck aufzunehmen. Die angenommene, gegenseitige Entfernung von 12 m der Rippen (Hauptträger) würde eine viel zu große sein; auch würden diese, wie bereits die Schriftleitung in der Anmerkung selbst sagt, ohne Eiseneinlagen nicht hergestellt werden dürfen. Man wird deshalb auf einen anders durchgebildeten Querschnitt der wasserseitigen Wand und auf anders konstruktiv durchgebildete Rippen (Hauptträger) zukommen müssen, wenn die Bauart wenigstens in statischer Hinsicht als einwandfrei bezeichnet werden soll. Bei der Durcharbeitung eines solchen Entwurfes einer hohen, schwachen Mauer wird man jedoch bald zu der Ueberzeugung kommen, daß es richtiger ist, den Grundriß der Wand nicht geradlinig, sondern kreisgewölbeförmig zu wählen; und daß zweckentsprechend Gewölbe- und Stützmauerwirkung gleichzeitig für die Standsicherheit der Mauer ausgenutzt werden.

Auch der Kostenvergleich dieser Eisenbetontalsperre mit einer Schwermauer ist nicht zutreffend. Groh errechnet für 1 cbm Eisenbeton, wenn die Bewehrung 1 % beträgt, den Preis von 43 M. Für diesen Preis dürfte es wohl ausgeschlossen sein, 1 cbm Eisenbeton solcher Konstruktion und Beschaffenheit zu erhalten. Meines Erachtens würde hier der Preis für 1 cbm Eisenbeton — natürlich unter Annahme gewöhnlicher Friedenspreise — mit 75 M. keineswegs zu hoch veranschlagt sein. Auch die übrigen Preise für den Rippenbeton, den Gründungs- und den Sand sind zu niedrig. Daneben ist auch das Putzen aller Wandflächen erforderlich, diese Arbeiten fallen bei der Preisbemessung nicht unwesentlich ins Gewicht. Voraussichtlich würde man, wenn auf diese Bauweise überhaupt zugekommen werden sollte, den Putz als Furnier gegen eine gehobelte und gespundete Schalung ausführen müssen. Wie die nachstehende Zusammenstellung zeigt, sind jedoch die Kosten auch nur unter der Annahme der von Groh angegebenen Arbeiten wesentlich höhere. Es müssen dann die auf S. 143 v. Js. aufgeführten Kosten folgende Änderungen erfahren:

$$\begin{aligned} K_k &= 156 \cdot 75 = 11\,700 \text{ M.} \\ &+ 150 \cdot 20 = 3\,000 \text{ „} \\ &+ 110 \cdot 16 = 1\,760 \text{ „} \\ &+ 610 \cdot 5 = 3\,050 \text{ „} \\ &= 19\,510 \text{ M.} = \sim 19\,500 \text{ M.} \end{aligned}$$

Der Preis für 1 cbm Talsperrenmauerwerk ist — wie Groh selbst sagt — mit 20 M. günstig angenommen. Man wird vergleichsweise besser 22 M. für 1 cbm einzusetzen haben. 1 lfdm. „Schwerstaumauer“ kostet dann — die Werte Groh's auf S. 143 ebenfalls zugrunde gelegt — $880 \cdot 22 = 19\,360 \text{ M.} = \sim 19\,400 \text{ M.}$

Die Herstellungskosten einer Eisenbeton-Talsperre nach dem Vorschlage Groh's würden also günstigsten Falles die gleichen sein, wie die einer Mauerwerkssperre. Von einer Geldersparnis von 750 000 M. beim Bau der Klingenberg-Sperre, falls sie nach dem System Groh errichtet worden wäre, kann also keine Rede sein.

Ferner ist zu bemerken, daß aus statischen und konstruktiven Gründen alle Entnahme- und Entlastungs-Vorrichtungen nicht mit der Sperre selbst verbunden werden könnten. Der Grundablaß und der Hochwasserüberfall müßten in die seitlichen Talhänge verlegt werden, da ein Durchbrechen der Wände und ein Ueberströmen der Sperre dieser Konstruktion natürlich ausgeschlossen bleiben muß. Auch das würde die Kosten der ganzen Talsperren-Anlage noch weiter nicht unwesentlich erhöhen.

Des Weiteren erwähnt Groh auf S. 142 der Abhandlung, daß die meisten Hochbauten im Gefolge einer Talsperre: Turbinenhäuser, Trinkwasserbehälter, Reinigungs-Anlagen und was sonst noch im Laufe der Zeit als erforderlich sich herausstellen sollte, in den Kammern der Sperre untergebracht werden könnten. Ganz abgesehen davon, daß der zur Verfügung stehende Raum viel zu knapp wäre, um diese Anlagen alle in die Sperre selbst einzubauen, stehen doch ebenfalls große Bedenken in statischer Beziehung diesem Vorschlag entgegen. Wie Groh selbst sagt, sollen die einzelnen Eisenbetonwände den Wasserdruck gleichmäßig aufnehmen. Ein Durchbrechen oder ein Beseitigen der Wände und des Sandes auf größere Tiefe und Höhe würde aus konstruktiven Gründen einerseits wohl unvermeidlich sein, wenn die vorstehend erwähnten Anlagen im Inneren der Sperre Aufnahme finden sollten. Dadurch würden aber doch anderseits die Grundlagen für die Untersuchung der Stand-

sicherheit der Sperre selbst hinfällig werden, sodaß sich wohl kein Konstrukteur zur Errichtung von Bauten in dieser Sperre entschließen würde. Gewiß sind bei einzelnen Eisenbeton-Wehrbauten — vor allem in Amerika — die Krafthäuser in den Wehrkörper selbst verlegt worden. Die konstruktive Durchbildung dieser Wehrkörper ist jedoch eine ganz andere als die vorgeschlagene, auch

Literatur.

Deutscher Ausschuß für Eisenbeton Heft 33. Brandproben an Eisenbeton-Bauten. Ausgeführt im kgl. Material-Prüfungsamt zu Berlin-Lichterfelde i. d. J. 1914 und 1915. II. Bericht, erstattet von Prof. M. Gary, Geh. Reg.-Rat, Abt.-Vorst. im kgl. Mat.-Prüf.-Amt. Berlin 1916. Verlag Wilhelm Ernst & Sohn. Preis geh. 3,80 M. —

Die Versuche, auf die sich der vorliegende, reich mit Abbildungen, Schaulinien und Tabellen ausgestattete, 66 Seiten starke Bericht erstreckt, bilden die Fortsetzung und Ergänzung von Versuchen, über die bereits in Heft 11 und 26 des Deutschen Ausschusses (vergl. Jahrg. 1911, S. 127 und 1913, S. 104 unserer „Mitteilungen“) berichtet worden ist. Die damaligen Versuche waren nur mit Kies- und Kalksteinschotter-Beton durchgeführt worden, ihr Ergebnis war insofern nicht voll befriedigend, als die Eckverbindungen der Brandhäuschen nicht fest genug hergestellt waren und da auffällige Erscheinungen auftraten, die darauf zurückgeführt wurden, daß die Bauten zur Zeit der Brandprobe zu feucht gewesen waren. Die neuen Versuche wurden daher mit einer Reihe verschiedenartiger Betonzusammensetzungen durchgeführt, es wurde für besonders feste Eckverbände der Eiseneinlagen und ferner dafür Sorge getragen, daß der Beton zur Zeit der Brandproben möglichst trocken war.

Zu den Brandproben wurden 2 Häuschen von 4 · 4 m Grundfläche, 8 m Höhe mit Zwischendecke in Eisenbeton bzw. Stampfbeton zwischen Trägern und miteingebauten Treppen hergestellt, wobei für die Wände zumeist Eisenbeton, im Untergeschoß zum Teil auch Stampfbeton (um aus diesen Teilen Probewürfel herauszuschneiden zu können) und Ziegel, für die im oberen Teil freitragenden Treppen Eisenbeton, Kunststeinstufen mit Eiseneinlagen, Sandstein und Schmiedeeisen zur Verwendung kamen. Das eine Haus war vorwiegend in Granitschotter-Beton, das andere in Basaltschotter-Beton und zwar in der Mischung 1:4 (Steingrus bis 1 cm Größe) für den Eisenbeton, 1:4:4 (Steingrus bis 1 cm und Splitt bis 3 cm Größe) für den Stampfbeton ausgeführt. Auch kamen für die Decken zum Teil Hochofenschlacken- und Bims-Beton 1:5 zur Verwendung, sowie Kiesbeton 1:4 für die Wände. Das Obergeschoß der Gebäude hatte nur 8 bzw. 6 cm Stärke.

Die Untersuchungen und Beobachtungen erstreckten sich auf das Verhalten und die Widerstandsfähigkeit der Häuser gegen Innenfeuer im allgemeinen, auf die Messung der Wärme-Uebertragung im Beton, auf den Vergleich der Druckfestigkeiten der Betonsorten vor und nach dem Brand, auf die Feststellung etwaiger Einbuße an Tragfähigkeit einzelner Konstruktionen durch Feuer während des Brandes und nach demselben, schließlich auf das Verhalten der Häuser beim Abbruch.

Das Feuer wurde zunächst in den Obergeschossen entflammt und dann nach Ablöschen ein stärkeres Feuer in den Untergeschossen unterhalten, um die Zwischendecke während des Feuers unter Belastung (500 kg/qm wie in Warenhäusern, Fabriken usw.) und unter dem Einfluß herabstürzender Gewichte (200 kg aus 2,2 m Fallhöhe) entsprechend den bei einem Brande in Fabrikräumen etwa abstürzenden Transmissionsen usw. beobachten zu können. Mittels in den Brandraum eingebauter Thermo-Elemente wurde dabei der Verlauf der Erwärmung im Inneren und durch Metallegierungen verschiedener Schmelzpunkte die erreichten Höchst-Temperaturen beobachtet. Letztere stiegen bis 1150° Cels. Das Feuer wurde jedesmal auf die Dauer von 1½ Stunden unterhalten und dann gelöscht.

Bezüglich des allgemeinen Verhaltens kommt der Bericht zu dem Schluß, daß beide Versuchshäuser bei den wiederholten scharfen Brandproben unter ungünstigsten Umständen eine auch für Fachleute überraschende Widerstandsfähigkeit bewiesen haben, wie sie ja auch bei Schadenfeuern mehrfach festgestellt wurden. Sie erlitten natürlich einige Beschädigungen und Risse (letztere traten übrigens auch in der Ziegelwand auf), die auch im Äußeren zu Tage treten, nach der Abkühlung übrigens zum Teil für das Auge nicht mehr sichtbar waren. Während die Sandsteintreppe schon während des Brandes starke Zerstörungen erlitt und beim Ablöschen dicht an der Wand vollständig abbrach und die Eisentreppe ihre Form stark veränderte und sich herabsenkte, wenn sie auch nach der Ablösung noch unter erschwerenden Umständen begehbar blieb, hat sich die Kunststeintreppe mit T-Eisen-

wird dann der gesamte Wasserdruck lediglich von einer Stauwand aufgenommen.

Der Vorschlag Groh's stellt deshalb meines Erachtens sowohl in statischer Hinsicht als auch vom praktischen und konstruktiven Standpunkt aus keine mögliche Lösung der Frage der Verbilligung von Kosten der Talsperren-Bauten dar. —

Einlagen und vor allem die Eisenbeton-Treppe sehr gut gehalten. Beide blieben völlig begehbar und zeigten nur geringe Formänderungen und Durchbiegungen bei einer nach dem Brande vorgenommenen Belastung, die bei der Kunststeintreppe auf das fünffache, bei der Eisenbeton-Treppe auf das zehnfache der Nutzlast gesteigert wurde.

Eine auffällige Erscheinung zeigte aber das Gebäude aus Granitschotter-Beton (roter Meißner Granit.) Hier sprangen beim Brand im Obergeschoß von den dünnen Wandungen größere Betonstücke explosionsartig nach außen ab. Bei dem Basaltschotter-Beton zeigten sich diese Erscheinungen nicht, auch nicht bei einer Wiederholung der Brandprobe im Obergeschoß dieses Gebäudes, nachdem dieses Gelegenheit gehabt hatte reichlich Feuchtigkeit aufzunehmen. Das verschiedenartige Verhalten beider Betonsorten kann also nicht, wie zunächst angenommen wurde, in verschiedenem Feuchtigkeitsgehalt der beiden Betonhäuser gelegen haben, sondern muß in der Verschiedenheit der Zuschlagsstoffe gesucht werden. Es werden darüber noch Untersuchungen angestellt.

Alle Bauteile haben nach dem Brand, wie die darauf vorgenommenen Belastungsproben und die schließlichen Abbrucharbeiten beweisen, noch sehr beträchtliche Widerstandskraft besessen. Auch die auf die Zwischendecke herabstürzenden Gewichte konnten trotz ihrer ungünstigen, zugespitzten Form nur örtliche Absprengungen an der Deckenunterseite hervorrufen, außerdem aber nur ganz geringfügige Durchbiegungen und Risse.

Um die Druckfestigkeit der Betonsorten vor und nach dem Brande festzustellen, wurden aus allen Betonsorten gleich Probewürfel in Eisenformen von 20 cm Kantenlänge mit hergestellt, z. T. mit im Inneren eingebetteten Metallegierungen, und aus den Betonmauern vor dem Brande und nach demselben Würfel herausgesägt. Die Würfel wurden nach Fertigstellung der Häuser im Alter von 70 Tagen und nach der Brandprobe im Alter von 16 Monaten geprüft. Sie zeigten auch in denselben Reihen stark von einander abweichende Werte und ihre Anzahl reicht nicht aus, um daraus sichere Zahlenwerte abzuleiten. Die Versuche lassen aber für den Granitschotter-Beton eine höhere Festigkeit erkennen, als für den Basaltschotter-Beton (wohl infolge höherer Dichte), sie zeigen für die aus der Wand herausgesägten Würfel eher größere als kleinere Werte als die geformten Würfel (bei denen das Wasser nicht aus der Form entweichen kann), was übrigens auch mit den Darmstädter Versuchen (Heft 36 des Deutsch. Aussch.) übereinstimmt, und das Feuer hatte auf die dicken Bauteile wenig Einfluß. Mit Ausnahme des Basaltschotter-Betons zeigte sich aber bei den Würfeln eine Einbuße an Druckfestigkeit durch den Brand, die bei den zweiten Mischungen mit Granitgrus und -Splitt und mit Cossebauder Kies i. M. 23%, bei den mageren Mischungen und für Hochofenschlacke und Bims Kies 40–47% betrug.

Bezüglich der Messung der Wärme-Uebertragung im Beton, die in 1, 3 und 5 cm Tiefe unter der Oberfläche erfolgt ist, zeigt sich zwischen der Beton- und der Ziegel-Mauer kein wesentlicher Unterschied. Für die beiden Betonsorten nimmt die Erwärmung mit der Tiefe der Ueberdeckung ziemlich gleichmäßig ab. Nach Erreichung einer gewissen Stetigkeit der Erwärmung (nach 1 Stunde etwa) ist der Fortschritt der Erwärmung, der bei Granitschotter-Beton anfangs etwas stärker war, ziemlich gleichmäßig und beträgt für beide Sorten in einer Minute etwa 1–2° C. Nach einer Erhitzung, die dem einstündigen Wüten eines Schadenfeuers entspricht, zeigte sich bei beiden Betonsorten unter nur 1 cm Ueberdeckung nur eine Erwärmung von i. M. 252 und 312° C, sodaß dadurch weder auf die Dehnung noch auf die Zugfestigkeit der Eiseneinlagen ein nennenswerter Einfluß ausgeübt werden kann. Das zeigen auch die Beobachtungen an mit gedrehten Quadrateisen bewehrten Prismen, die in die Brandhäuser gebracht, selbst für eine Erwärmung im Beton bis 350° C weder hinsichtlich der Streckgrenze noch der Bruchfestigkeit der Eisen eine nennenswerte Veränderung zeigten.

Die inhaltvolle Schrift ist eingehenderem Studium zu empfehlen. — Fr. E.

Inhalt: Eisenbeton-Konstruktionen vom Bau der deutschen Bücherei zu Leipzig. — Bemerkungen zu dem Vorschlage Groh's für ein neues Talsperrensystem. — Literatur. —

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin.
Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselein in Berlin.
Buchdruckerei Gustav Schenck Nachflg. P. M. Weber in Berlin.

DEUTSCHE BAUZEITUNG

MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-
CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

14. Jahrgang 1917.

№ 2.

Eisenbeton-Konstruktionen vom Bau der deutschen Bücherei zu Leipzig.

Ausführungen der A.-G. Dyckerhoff & Widmann, Niederlassung Dresden, und Rud. Wolle zu Leipzig. (Fortsetzung.)

I. Eisenbeton-Ausführungen der A.-G. Dyckerhoff & Widmann, Niederlassung Dresden. *)

(Schluß.)

Oberleitung Direktor Dipl.-Ing. H. Spangenberg, Aufstellung der Sonder-Entwürfe und Bauleitung Dipl.-Ing. Bellak.



ünstige Bodenverhältnisse waren an der Baustelle vorherrschend. Der Untergrund ist schon in geringer Tiefe tragfähig und besteht im Allgem. aus dichtem Lehm, stellenweise durchsetzt von Sandschichten. Die Gründung konnte zumeist im Trockenem erfolgen, nur bei Herstellung des Tiefertunnels unter dem Lesesaal-Gebäude war mit Wasserzufluß insofern zu kämpfen, als hier das Wasser von der ganzen Baustelle zusammenlief und abgepumpt werden mußte.

Die Gründung konnte sich daher auf einfache Verbreiterung der Kellermauern durch Abtreppung und auf Herstellung von Eisenbetonplatten unter den stark belasteten Stützenfüßen beschränken. Der Querschnitt Abb. 2 in No. 1 gibt darüber Aufschluß und der Kellergeschoß-Grundriß, Abb. 14, S. 12, läßt in dem nicht unterkellerten Teil des Verbindungsbaues die Fundamente der schwer belasteten Säulen unter dem Zeitschriften-Lager deutlich erkennen. Diese im Sockelgeschoß 63/63 cm starken Stützen übertragen ihre Last auf eine 60 cm starke Betonplatte von 2,9 · 2,9 m Grundfläche, deren Sohle 1,5 m unter dem Fußboden des Sockel-Geschosses liegt.

Es sei hier gleich eingeschaltet, daß nicht alle Stützen bis zu eigenen Fundamenten herabgeführt sind. Namentlich die wegen der starken Durchbrechung der Wände in den oberen Geschossen vielfach erforderlichen Wandstützen, die in den verschiedenen Geschossen auch noch mitunter gegeneinander versetzt sind, stehen mit ihrem Fuß häufig auf den darunter liegenden Mauern auf, die an den Laststellen dann in Klinkern mit Zementmörtel gemauert sind. Die Grundrisse Abbild. 14—17 geben über die

Stützenstellung in verschiedenen Geschossen Auskunft. Die Stützen-Konstruktion bietet im Uebrigen nichts Besonderes. Die Querschnitte sind rechteckig, oder quadratisch und messen von 25 · 25 cm = 625 qcm im II. Obergeschoß des Verbindungsbaues bis zu 78 · 91 cm = 7098 qcm in der Trennungswand zwischen Verbindungsbau und großem Lesesaal im Erd-Geschoß. Sie zeigen Längsseisen und einfache Umfangsbügel als Bewehrung.

Die 3 Grundrisse, Abbild. 15—17, vom Sockel-, Erd- und II. Obergeschoß (bezw. Dachgeschoß des Lesesaal-Baues) des hier in Betracht kommenden Bauteiles lassen auch die Anordnung der Eisenbeton-Balken und Unterzüge und in den umgeklappten Schnitten die Ausbildung der Decken, ausgekragten Galerien, Verbindungstreppen usw. erkennen. Auch die Haupt-Teilungsmaße sind eingeschrieben, sodaß die Grundrisse keiner besonderen Erläuterung bedürfen. Es wurde schon einleitend erwähnt, daß die leichter belasteten Decken über Arbeitsräumen, namentlich im Lesesaal-Gebäude als Giese-Decken, die schwerer belasteten durchweg als eigentliche Eisenbeton-Decken ausgeführt worden sind. Auch bei letzteren ist durch Anhängung von Rabitz-Decken meist eine ebene Untersicht erzielt.

Eine eigenartige Ausbildung zeigt die Decke über dem Sockel-Geschoß des Verbindungsbaues, vergl. den Grundriß Abbildung 15 und die Darstellung der Konstruktion in Abb. 18, S. 10. Das Geschoß hat nur 3 m Höhe, sodaß die Balken, um nicht den Raum in ganzer Ausdehnung noch stärker in seiner Höhe zu verringern, nicht mit Vouten in der lotrechten Ebene in die Unterzüge übergeführt werden konnten. Die erforderlichen Verstärkungen an den Kreuzungspunkten von Balken und Unterzügen sind daher in der wagrechten Ebene vorgenommen. Für eine möglichst allmähliche Ueberführung der Kräfte ist dabei Sorge getragen.

Eine eigenartige Ausbildung der Balken zeigt auch die Decke über dem Erdgeschoß des Verbindungsbaues, vergl. Grundriß, Abbildung 16, und die Darstellung der Konstruktion, Abb. 19, S. 13. Hier liegt in der Längsachse ein Verbindungsgang von 3,2 m Breite, an den sich beiderseits rd. 7,7 m tiefe Räume anschließen. Die Unterzüge sind in der Längs-

*) Zur besseren Klarstellung des Betonierungs-Vorganges der Bogenbinder (vergl. No. 1, S. 6) sei hervor gehoben, daß die Ausrüstung des Bogens vor Einbetonierung des Zugbandes erfolgte und dann erst Decke samt Zugband betoniert wurden.

Richtung über den den Gang einfassenden Stützen angeordnet, die Balken laufen von Außenmauer zu

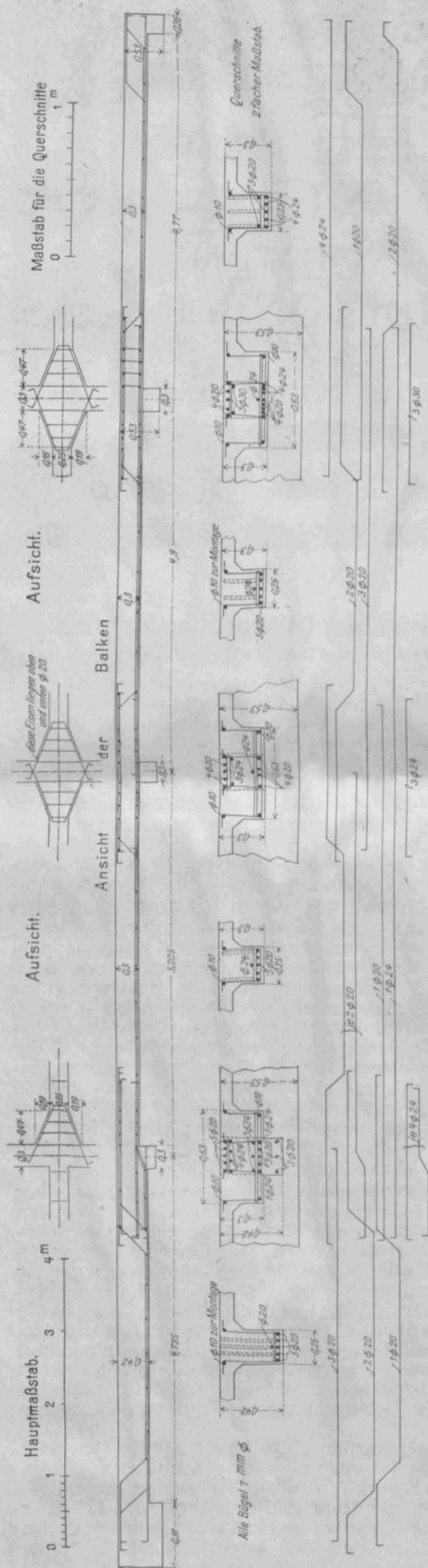


Abbildung 18. Ausbildung der Deckenbalken der Erdgeschoß-Decke im Verbindungsbau. (Wegen mangelnder Höhe sind statt der Vouten in der lotrechten Ebene Verstärkungen in der wagrechten Ebene eingelegt.) Eisenbeton-Konstruktionen vom Bau der deutschen Bücherei zu Leipzig.

Außenmauer durch. Infolge der mehr als doppelt so großen Stützweite der Außenfelder entstehen im Mittelfeld bei seitlicher Belastung große Momente. Während die Balken auf der Seite nur 55 cm Höhe erhielten, hat der Mittelteil 92 cm Höhe und eine kräftige obere Bewehrung erhalten.

Von Interesse ist schließlich noch die Auflagerung der Balken der Decke über dem Sockelgeschoß des Lesesaal - Gebäudes an der hinteren Front desselben, vergl. die Grundrisse Abbildung 15 und 16 sowie die Konstruktionszeichnung Abb. 20, S. 13 und den Längsschnitt Abbildung 2 in No. 1. Hier liegt der Fenstersturz des Sockelgeschosses bündig mit Decken - Unterkante. Die Balken mußten also, um auf der Frontwand ein Auflager erhalten zu können, hakenförmig aufgebogen werden. In einiger Höhe über dem Fußboden des Erdgeschosses krägt nun außerdem nach außen eine Galerie aus, unter der schwere Werkstücke als Konsolen angeordnet sind. Das machte die Anordnung eines kräftigen Eisenbeton-Sturzbalkens erforderlich, der als Auflager für die Deckenbalken dient, die hinteren Enden der weit vorspringenden Konsol-Werkstücke umfaßt und sie durch eingelassene I-Träger stützt und niederhält und gegen Kippen schützt. Die Einzelheiten der Anordnung gehen deutlich aus Abbildung 20 hervor.

Schließlich ist noch die Anordnung des Tunnels zu erläutern, der sich auf der Grenze zwischen Lesesaalbau und Verbindungsbau quer hindurch zieht und vorläufig auf die Breite des Lesesaalbaues, d. h. auf rd. 38 m Länge ausgeführt ist, vergl. den Querschnitt Abbildung 2 in No. 1, den Grundriß des Keller-Geschosses Abbildung 14 und die Einzelheiten der Konstruktion im Grundriß und Schnitten in Abb. 21, S. 13. Der Tunnel liegt unter der Sohle des Keller-Geschosses, hat 4,45 m Lichtweite und 3,94 m Lichthöhe und trägt einerseits die schwer belastete Hinterwand des Lesesaalbaues, andererseits die erste Stützenreihe des Verbindungsbau. Der Querschnitt (e-f) zeigt die Form eines Rahmens mit kräftig verbreiterten, stark bewehrten Füßen. Die beiden Tunnel-Enden sind bis zur späteren Fortführung bei weiterem Ausbau der Bücherei an den Köpfen mit leichten Eisenbeton-Wänden abgeschlossen (Querschnitt a-b). —

(Schluß folgt.)

Neue Lösung des Erddruckproblems.

1. Lotrechte Wand und beliebige Geländelinie.

Von Dr.-Ing. R. Färber, Oberingenieur der Firma Buchheim & Heister in Frankfurt a. M.

Die Lehre vom Erddruck wird von Prof. Müller-Breslau als eines der wichtigsten und noch am wenigsten erforschten Gebiete der Ingenieurwissenschaft bezeichnet. Verschiedene Theorien stehen sich z. T. schroff gegenüber; keine vermag jedoch über die Erddruck-Richtung Auskunft zu geben. Im Folgenden wird nun ein neues Verfahren gezeigt, welches den Erddruck nach Größe, Richtung und Angriffspunkt für jede beliebige Geländegestaltung in einfacher Weise zu bestimmen erlaubt. Schließlich wird die Uebereinstimmung der nach dem neuen Verfahren berechneten Erddruckwerte mit Versuchs-Ergebnissen nachgewiesen.

Das Gewicht eines Erdprismas, das oben von einer irgendwie gestalteten Geländelinie, seitlich von einer senkrechten Ebene und endlich von einer unter dem Winkel γ gegen die Wagrechte geneigten Gleitebene AB begrenzt ist, muß man sich in zwei Seitenkräfte zerlegt denken, deren eine (Q) unter dem Reibungswinkel ρ gegen die Normale zur Gleitfläche geneigt ist, während die Andere (T) in der Gleitfläche selbst wirkt (vergl. Abbildung 1). Die Komponente Q hat keinerlei Einfluß auf die Bewegungs-Tendenz des Erdprismas, sodaß T als einzige aktive Kraft übrig bleibt. Dreht man die gedachte Gleitebene AB , bis sie mit der Wagrechten den Winkel $\gamma = \rho$ einschließt, so wird $T = 0$; entlang dieser bekannten

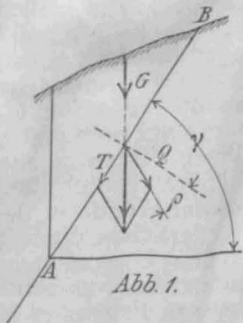
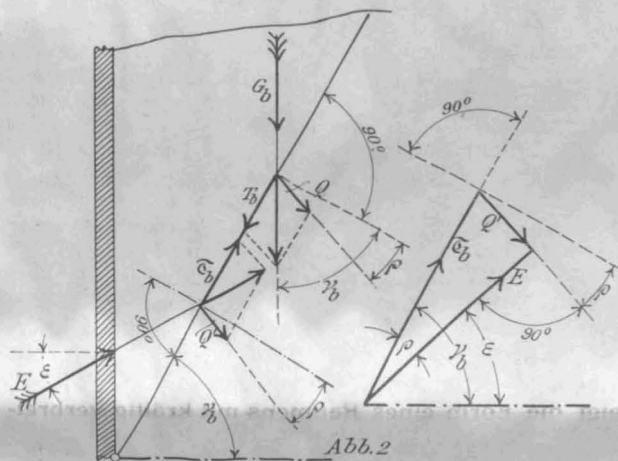


Abb. 1.

lich als „natürliche Böschung“ bezeichneten Gleitebene wirkt also keine Gleitkraft mehr.

Dreht man andererseits die Gleitebene immer weiter gegen die lotrechte Lage, so vergrößert sich zwar der in die Richtung der Gleitebene fallende Anteil des Prismengewichtes ständig; ebenso ständig nimmt aber auch das letztere ab, und bei lotrechter Lage der Gleitebene ist zwar kein Reibungswiderstand, aber auch kein Prisma-Gewicht mehr vorhanden, und infolgedessen wird die Gleitkraft T wieder gleich Null. Zwischen diesen beiden äußersten Lagen der Gleitebene muß es nun eine solche geben, die einen Größtwert T_b der Gleitkraft liefert. Würde die rückhaltende Kraft der Stützwand plötzlich verschwinden, so würde sich zuerst das durch diese Ebene begrenzte Prisma ablösen; längs derselben würde das erste Gleiten, sozusagen der erste Abbruch stattfinden, und wir bezeichnen deshalb diese besondere Gleitebene als Bruchebene, den entsprechenden Gleitwinkel γ_b als Bruchwinkel, und die größte Gleitkraft T_b als Bruchkraft. Im Gegensatz zu dem sogenannten Coulomb'schen Prinzip ist also der Bruchwinkel ohne Rücksicht auf die Erddruckrichtung zu bestimmen.

Der Erddruck hat nun offenbar der Bruchkraft das Gleichgewicht zu halten. Zunächst erscheint dafür eine der Bruchkraft gleiche und entgegengesetzt gerichtete Wandkraft erforderlich zu sein, die mithin in der unteren Spitze des Bruchprismas angreifen müßte. Das ist natür-

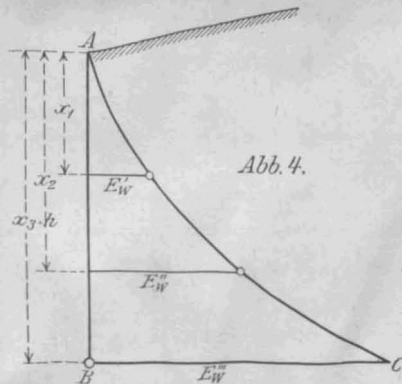
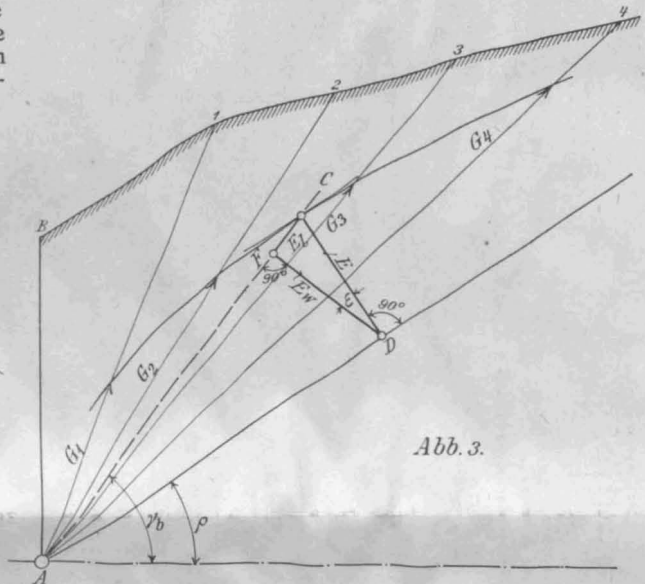


lich sachlich nicht möglich. Es ist aber auch gar nicht notwendig, daß Wandkraft und Bruchkraft die Mittelkraft Null ergeben; es genügt, wenn die Wandkraft E zwei Seitenkräfte liefert, deren eine T_b gerade die Bruchkraft T_b aufhebt, während die andere Q' eine unter dem Reibungswinkel auf die Unterlage wirkende Druckkraft ergibt. Man muß sich also den Erddruck in eine der Bruchkraft uneingeschränkt entgegen wirkende, und in eine zweite, auf die Größe der Bruchkraft gänzlich einflußlose Seitenkraft zerlegt denken (vergl. Abbildung 2). An sich wäre eine solche Zerlegung bei jedem beliebigen Erddruckwinkel ϵ möglich. Indessen unterscheidet sich die auf der Richtung von Q' senkrecht stehende Erddruckrichtung dadurch von allen Uebrigen, daß sie den kleinstmöglichen Erddruck liefert. Ein kleinerer Erddruck wäre nicht imstande, das Bruchprisma am Abgleiten zu verhindern, und ein anders gerichteter Erddruck müßte größer werden, um seinen Zweck zu erfüllen, u. zw. gleichgültig, ob die Erddruckrichtung flacher oder steiler würde. Auf Grund allgemeiner Erwägungen ist man daher zu der Hypothese berechtigt, daß der Erddruck senkrecht zum Flächendruck in der Bruchebene gerichtet sein müsse, und diese Hypothese wird durch die Uebereinstimmung mit Versuchs-Ergebnissen zur Gewißheit. Der tatsächlich auftretende Erddruck hat mithin die charakteristische Eigenschaft nicht eines Maximums, sondern vielmehr eines Minimums: er ist die kleinste Wandkraft, die eben noch imstande ist, das unabhängig von ihr bestimmte Bruchprisma am Abrutschen zu verhindern, und vermöge dieser Eigenschaft ist er nach Größe und Richtung eindeutig bestimmt. Das Kräfteck in Abbildung 2 läßt erkennen, daß der Erddruckwinkel ϵ , d. h. der Winkel, um

welchen der Erddruck gegen die Wagrechte nach abwärts abweicht, gleich dem Unterschied zwischen dem Bruchwinkel γ_b und dem Reibungswinkel ρ ist. Dieser Unterschied ist in praktischen Fällen meist kleiner, als der Reibungswinkel ρ selbst, und so erklärt es sich, daß die Meinung entstand, der Erddruckwinkel sei ein Bruchteil von ρ ; diese Meinung ist aber insofern irrig, als ϵ durchaus nicht proportional ρ ausfällt. Bei lotrechter Wand und wagrechtem Gelände ist z. B. bei $\rho = 25^\circ 48'$ der Erddruckwinkel $\epsilon = \rho$; bei $\rho = 37^\circ$ ergibt sich jedoch $\epsilon = 23^\circ 20'$.

Die mitgeteilten theoretischen Ableitungen lassen sich zu einer sehr einfachen graphischen Konstruktion des Erddruckes verdichten, welche im Folgenden beschrieben wird; die Prüfung der Richtigkeit derselben macht so wenig Schwierigkeiten, daß zwecks Raum-Ersparnis auf besondere Erörterungen in dieser Hinsicht wohl verzichtet werden darf.

Man zieht vom Fußpunkt A der Stützwand AB einige Strahlen $A1, A2, A3, A4$ und trägt auf jedem Strahl das Gewicht des von ihm begrenzten Erdprismas von A aus auf. Es ist also in Abbildung 3 G_1 = Gewicht des Prismas $AB1$; G_2 = Prismengewicht $AB2$ u. s. f. Die so erhaltenen



Endpunkte verbindet man durch eine Kurve. An diese Kurve legt man eine zur natürlichen Böschung parallele Tangente, der Berührungspunkt sei C . Dann ist AC die Bruchebene und der Abstand CD des Berührungspunktes von der natürlichen Böschung in dem bei Auftragen der Prismengewichte gewählten Maßstab der Erddruck. Fällt man weiter von D ein Lot auf die Bruchlinie AC mit dem Fußpunkt F , so ist $DF = E_w$ = wagrechte Erddruck-Seitenkraft und $CF = E_l$ = lotrechte Erddruck-Seitenkraft. Hat man einmal die, übrigens auch recht einfach für jeden beliebigen Gelände-verlauf zu bestimmende, G -Linie gezeichnet, so erhält man mit wenigen

Strichen, die zu beliebigen Böschungswinkeln gehörigen Erddrucke nach Größe und Richtung.

Bezüglich des Angriffspunktes kann man folgende Ueberlegung anstellen: Nach dem allgemeinen Verfahren ist man zunächst in der Lage, die Gesamtgröße des auf eine gewisse Tiefe x entfallenden wagrechten Erddruckes zu bestimmen. Bezeichnet e die spezifische wagrechte Pressung der Stützwand durch den Erddruck in der Tiefe x etwa in $\frac{t}{qm}$, so ist das Moment des Erddruckes um den Fußpunkt eines durch h bestimmten Wandabschnittes (vergl. Abbildung 4):

$$M = \int_{x=0}^{x=h} e(h-x) dx = h \int_{x=0}^{x=h} e dx - \int_{x=0}^{x=h} e x dx, \text{ bzw. nach Anwendung partieller Integration:}$$

$$M = h \int_{x=0}^{x=h} e dx - \left[x \int_{x=0}^{x=h} e dx \right] + \int_{x=0}^{x=h} \left[\int_{x=0}^{x=h} e dx \right] dx$$

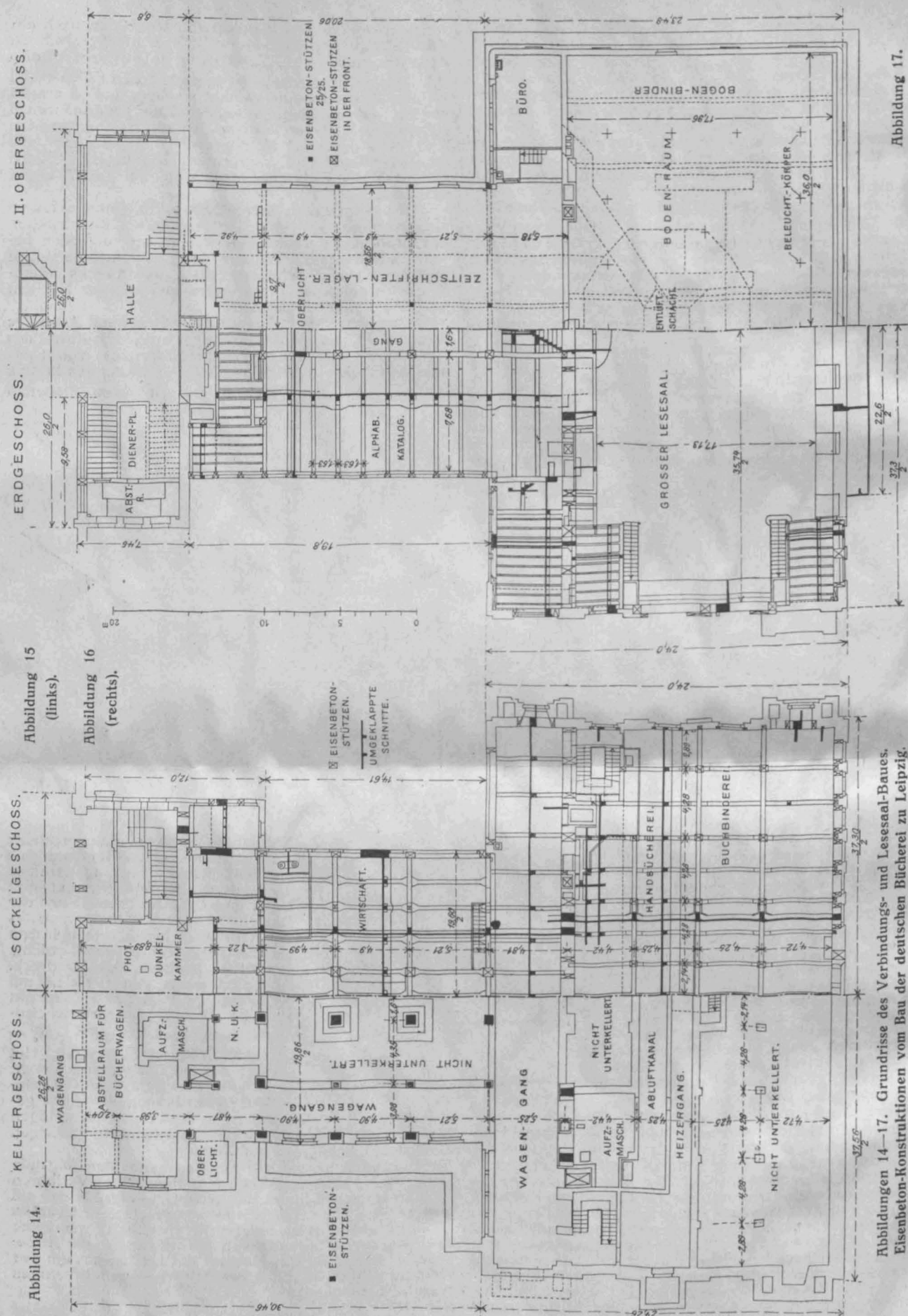


Abbildung 17.

Abbildungen 14—17. Grundrisse des Verbindungs- und Lesesaal-Baues. Eisenbahn-Konstruktionen vom Bau der deutschen Bücherei zu Leipzig.

Erwägt man, daß $\int_e dx =$ dem auf die Tiefe x entfallenden wagrechten Erddruck E_w ist, so erhält man

$$M = \int_{x=0}^{x=h} E_w dx$$

Trägt man also in verschiedenen Tiefen x_1, x_2 usw. die auf diese Tiefen entfallenden wagrechten Erddruck-Seitenkräfte E'_w, E''_w usw. entsprechend Abbildg. 4 auf, so erhält man ein Diagramm $A C B$, dessen Inhalt das Erddruck-Moment um Punkt B liefert. Die Höhe des Angriffspunktes des Erddruckes über Punkt B ergibt sich dann durch Division des Momentes, also der Fläche des Diagramms

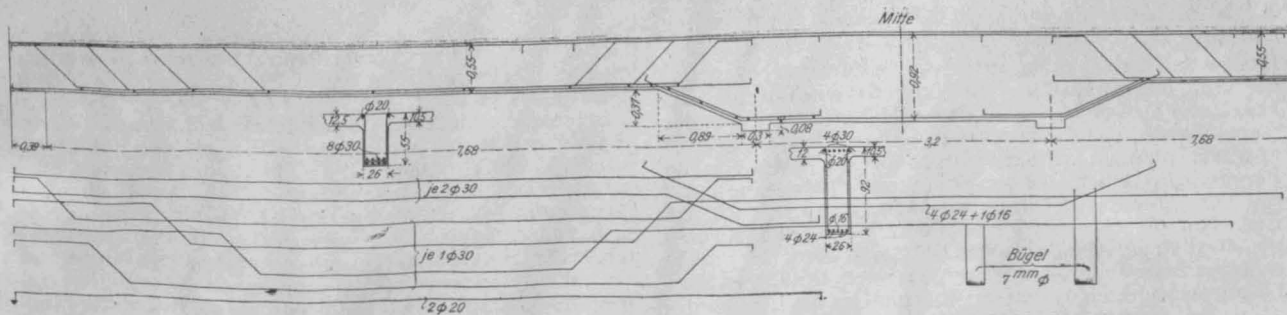


Abbildung 19. Ausbildung der Deckenbalken der Decke über dem Erdgeschoß des Verbindungsbaues.

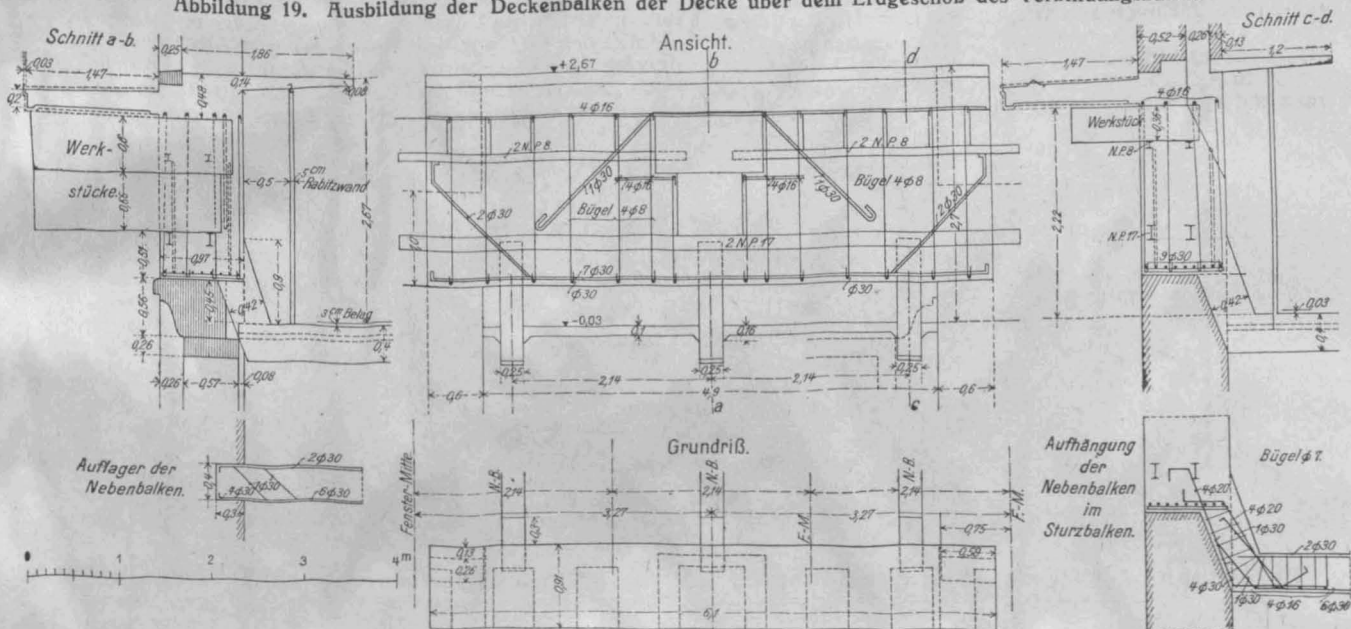


Abbildung 20. Sturzbalken in der Hinterfront des Lesesaal-Gebäudes in Höhe der Decke des Sockelgeschosses und Auflagerung der Deckenbalken auf demselben.

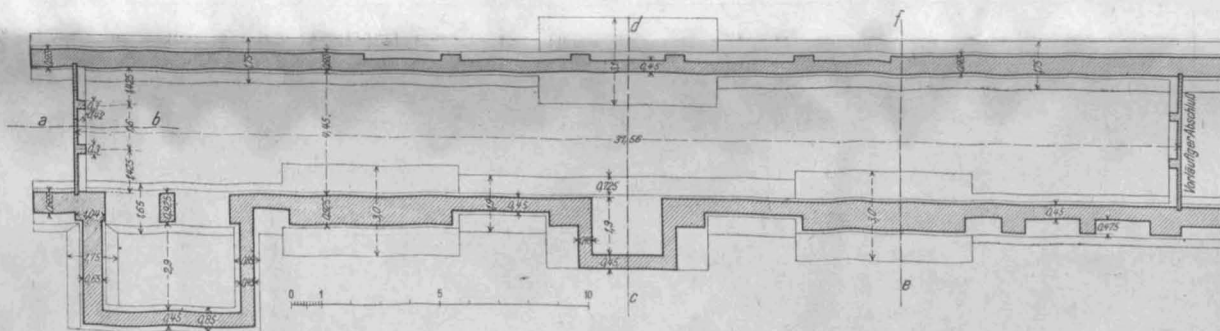


Abbildung 21a. Grundriß des Bücher-Verteilungs-Tunnels unter dem Lesesaal-Gebäude.

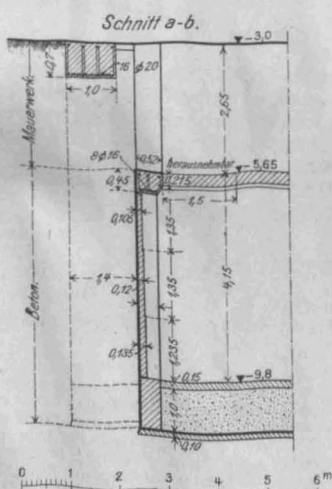


Abbildung 21b. Querschnitt durch den vorläufigen Endabschluß.

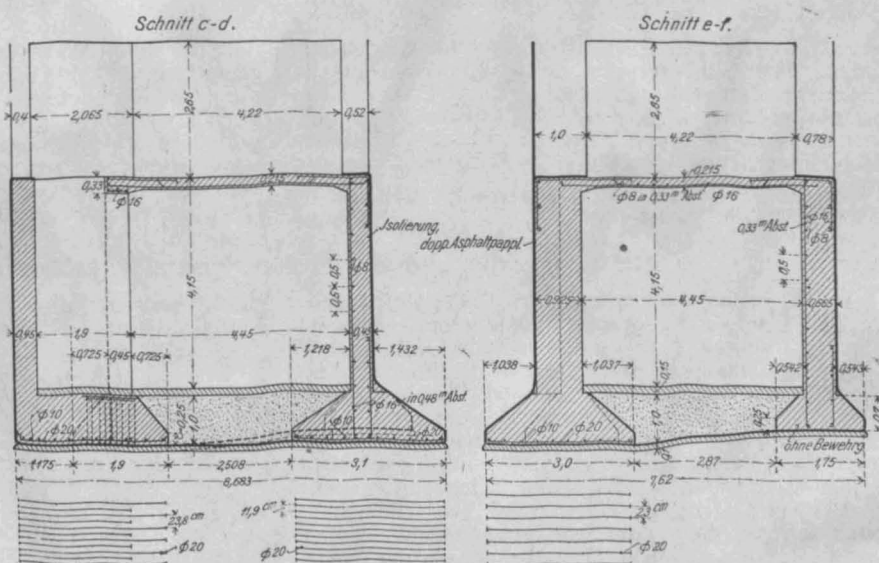
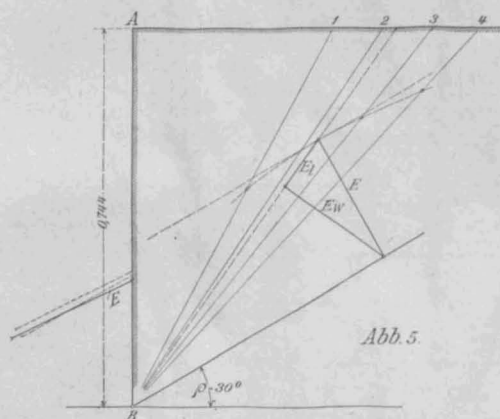


Abbildung 21c und d. Querschnitte durch den Tunnel.

Eisenbeton-Konstruktionen vom Bau der deutschen Bücherei zu Leipzig.

$A \bar{C} B$ mit dem für Punkt B maßgebenden wagrechten Erddruck E''_w , d. h. mit der Grundlinie BC des Diagramms. Ist also das Erddruckdiagramm (nicht zu verwechseln mit der Linie der spezifischen Pressungen e) eine Parabel, was bei ebener Gelände-Oberfläche genau zutrifft, so liegt der Angriffspunkt des Erddruckes in $\frac{1}{3}$ der Höhe. Aber auch in anderen Fällen wird die Kurve AC nicht viel von der Parabel abweichen, da die Prismengewichte annähernd mit dem Quadrat der Tiefe wachsen. Der Erddruck aus Eigengewicht wird also bei ebenem Gelände genau, sonst genähert im unteren Drittel der Höhe angreifen. Ein zweckmäßiges Ermittlungsverfahren bei unregelmäßigen Verhältnissen wird am besten im Anschluß an die Lösung gezeigt, welche bezüglich der Wirkung von Nutzlasten auf den Erdkörper noch mitzuteilen ist. Dabei soll auch die Frage krummer oder geneigter Rückenflächen der Stützwände behandelt werden.

Zum Schluß soll die Anwendung des neuen Verfahrens auf zwei Versuche von Prof. Müller-Breslau gezeigt



Die Original - Angaben zu diesen Versuchen finden sich in dem Buch von Professor Müller - Breslau über Erddruck, Seite 140 und 141.

$\gamma = 1600 \text{ kg/cbm.}$

$\varphi = 30^\circ.$

Wandbreite 1,015 m.

Maßstab 300 kg = 4 cm.

Abb. 5.

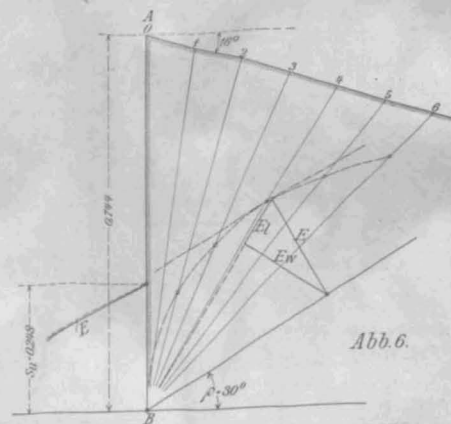


Abb. 6.

Berechnung der Gewichte zu Abbildung 5.

| No. | Ansatz | G kg | $\sum_o^n G$ kg |
|-----|---|---------|--------------------|
| 0-1 | $\frac{1}{2} \cdot 0,40 \cdot 0,744 \cdot 1,015 \cdot 1600$ | 241,6 | 241,6 |
| 1-2 | $\frac{1}{2} \cdot 0,10 \cdot 0,744 \cdot 1,015 \cdot 1600$ | 60,4 | 302,0 |
| 2-3 | " | 60,4 | 362,4 |
| 3-4 | " | 60,4 | 422,8 |

Ergebnisse.

| | gerechnet | gemessen | |
|--------|-----------|-----------|-----------|
| E | 134,0 kg | 129,0 kg | 125,0 kg |
| E'_w | 121,1 " | 116,2 " | 110,2 " |
| E'_l | 56,2 " | 55,5 " | 59,4 " |
| s_u | 0,248 m | 0,266 m | 0,258 m |
| M_B | 3030 kgcm | 3070 kgcm | 2820 kgcm |

Berechnung der Gewichte zu Abbildung 6.

| No. | Ansatz | G kg | $\sum_o^n G$ kg |
|-----|---|---------|--------------------|
| 0-1 | $\frac{1}{2} \cdot 0,10 \cdot 0,715 \cdot 1,015 \cdot 1600$ | 58,05 | 58,05 |
| 1-2 | " | 58,05 | 116,10 |
| 2-3 | " | 58,05 | 174,15 |
| 3-4 | " | 58,05 | 232,20 |
| 4-5 | " | 58,05 | 290,25 |
| 5-6 | " | 58,05 | 348,30 |

Ergebnisse.

| | gerechnet | gemessen | |
|--------|-----------|-----------|-----------|
| E | 110,5 kg | 108,0 kg | 105,0 kg |
| E'_w | 97,5 " | 97,2 " | 93,9 " |
| E'_l | 51,5 " | 47,7 " | 47,5 " |
| s_u | 0,248 m | 0,246 m | 0,248 m |
| M_B | 2400 kgcm | 2385 kgcm | 2300 kgcm |

werden*), welcher seine Versuchseinrichtung so getroffen hat, daß, wie er selbst schreibt, der wirkliche Vorgang bei der Beanspruchung einer Stützmauer durch Erddruck tunlichst nachgebildet wird. Prof. Müller-Breslau benutzte für seine Versuche einen Kasten von 1,015 m Breite und 0,744 m Höhe, dessen eine Wand als Stützwand so ausge-

*) Vergleiche Erddruck auf Stützmauern von Prof. Dr.-Ing. H. Müller-Breslau, Stuttgart 1906.

lung nach dem neuen Verfahren mit ausgezogenen Linien gezeichnet sind, und man kann sich überzeugen, daß Rechnung und Versuch gut übereinstimmen. Dasselbe ergibt sich bei den übrigen, wegen Raummangels hier nicht dargestellten Versuchsanordnungen. Man wird also der neuen Hypothese über die Erddruckrichtung, welche zudem zu einer bequemen und eindeutigen Konstruktion führt, mit vollem Vertrauen begegnen dürfen. —

Zur Frage der „hochwertigen Spezial“-Portlandzemente.

Die Frage, ob es im Interesse der Verbraucher notwendig oder wenigstens erstrebenswert sei, zur Erfüllung bestimmter Aufgaben die Erzeugung hochwertiger Portlandzemente, namentlich von besonders hoher Anfangsfestigkeit zu fördern und für solche Zemente eigene, über die z. Zt. geltenden Normen erheblich hinausgehende Güteforderungen aufzustellen, wird seit etwas über Jahresfrist in den österreichischen Fachzeitschriften*) lebhaft erörtert. Der „Verein österreich. Portlandzement-Fabrikanten“ hat dazu vom Standpunkt der Erzeuger in bisher ablehnendem Sinn Stellung genommen, der „Eisenbeton-Ausschuß des österr. Ing.- u. Arch.-Vereins“ beschäftigt sich z. Zt. vom Standpunkt der Verbraucher mit der Frage und auch in die deutsche Fachliteratur ist die

Bewegung jetzt übergegangen**) und der „Deutsche Beton-Verein“ hat Beratungen über diese Frage aufge-

*) a) Oesterr. Wochenschr. für den öffentl. Baudienst. M. Spindler, Staatsbahnrat in Innsbruck. Jahrg. 1915 Helt 41: „Die Verwendung von hochwertigem Spezial-Portlandzement und -Beton im Bauwesen“; b) ders. Ztschrift. des österr. Ing.- u. Arch.-Vereins Jhg. 1916 No. 44; c) ders., Quelle wie a), Jahrg. 1916 Helt 22 und 23: „Weitere Mitteilungen zur Frage des hochwertigen Spezial-Portlandzementes“; d) Theod. Pierus, Zentral-Dir. der Perlmooser Zementfabrik A.-G.: „Bericht in Sachen der Ergänzung und Verwendung eines hochwertigen Portlandzementes, erstattet dem Eisenbeton-Ausschuß des österr. Ing.- und Arch.-Vereins. Helt 13, Jahrg. 1916 der Ztschrift. gen. Vereins und e) Weitere Ausführungen desselben Verfassers auf die Spindler'schen Veröffentlichungen in Helt 50 und 51, Jahrg. 1916 der Vereinszeitschrift.

**) f) und g) Zeitschrift „Cement“ der Zentral-Stelle z. Förderung d. Portl.-Zement-Industrie Jahrg. 1916, Helt 45 und 46 von M. Allihn (Direktor der Gewerkschaft „Elsa“ in Neubeckum) und Grimm.

nommen, ohne jedoch dazu bisher mit einer bestimmten Stellungnahme hervorzutreten.

Die Befürworter der Erzeugung eines solchen hochwertigen Zementes, an den entsprechend gesteigerte Anforderungen zu stellen wären, machen geltend, daß die jetzige Gleichbewertung aller Portlandzemente nach den Normen, trotz der recht erheblichen Festigkeits-Unterschiede, die sich bei den Erzeugnissen verschiedener Fabriken finden, unwirtschaftlich sei, daß ebenso wie beim Eisen Qualitäts-Unterschiede gemacht werden müßten, die auch im Preise entsprechend zu bewerten wären. Für bestimmte Zwecke, bei denen ein Bauwerk rasch in Benutzung genommen werden müsse, wie z. B. bei Arbeiten der Eisenbahn-Verwaltungen, bei Ausführungen für militärische Zwecke, besonders auch für wichtige Arbeiten, die bei Frost ausgeführt werden müßten, seien außerdem Portlandzemente von hohen Anfangsfestigkeiten erwünscht, wie sie von den jetzigen Handelszementen nicht geboten würden.

Von der Gegenseite wird überhaupt das Bedürfnis für die Erzeugung solcher besonderer Zemente und ihre Heraushebung durch die Aufstellung besonderer Forderungen aus der Reihe der übrigen Portlandzemente bestritten, da schon jetzt weit über die Normenfestigkeit hinaus gehende Zemente von zahlreichen Fabriken in Oesterreich und Deutschland hergestellt würden, und unter diesen eine ganze Reihe den Anforderungen, wie sie an die hochwertigen Spezial-Portlandzemente gestellt würden, bereits im Wesentlichen entsprächen. Für diese Zemente seien dabei keine höheren Preise zu bezahlen. Es wird ferner die Frage aufgeworfen, ob bei der einseitigen Hinarbeit auf hohe Anfangsfestigkeiten nicht andere wertvolle Eigenschaften des Portlandzementes zu kurz kommen würden.

Es wird bei dieser Sachlage nicht ohne Interesse sein, wenn aus dem bisherigen, bereits recht umfangreichen Schriftwechsel der beiden Parteien die wichtigsten tatsächlichen Angaben hier kurz zusammengestellt werden.

Die Erörterungen gehen aus von einem Vortrag, den der damalige Staatsbahn-Kommissär Ing. M. Spindel in Innsbruck im „Verein der Ingenieure für Tirol“ über das Thema „Hochwertige Spezial-Portlandzemente“ gehalten hat (vergl. Quelle a). Wir erfahren daraus, daß die Staatsbahn-Direktion Innsbruck nach mehrjährigen Versuchen, die sie mit einem ihrer Zement-Lieferanten, der Vorarlberger Zementfabrik in Lorüns angestellt hat, dazu übergegangen ist, die Herstellung von Portlandzementen in die Wege zu leiten, „die nach zweitägiger Erhärtung bereits mindestens die für 28 Tage vorgeschriebene Normenfestigkeit aufweisen und dabei im Verlauf der weiteren Erhärtung nach 7 und 28 Tagen usw. derartige Festigkeitszunahmen erhalten, daß sie diesbezüglich die bestehenden Zemente weit übertreffen.“ Die Forderung sei aus dem Bedürfnis der Eisenbahn-Verwaltung entstanden, ihre Bauwerke oder Bauteile unt. Umst. schon nach 2—3 tägiger Erhärtung in Benutzung zu nehmen, statt nach 4—6 Wochen, es sei also die Kenntnis der Festigkeit und die Erreichung hoher Festigkeit schon zu diesem frühen Zeitpunkt erforderlich. Die Herstellung solcher Zemente mache allerdings eine weit sorgfältigere, technisch vollkommen zuverlässige Behandlung in der chemischen Zusammensetzung und Aufbereitung, beim Brennen und Mahlen erforderlich. Bei den ersten größeren Versuchen stellten sich demgemäß die Kosten um etwa 10 % höher als bei den üblichen Handelszementen.

Für diesen „Spezial-Portlandzement“ haben dann die Staatsbahn-Direktionen, dem Innsbrucker Vorgehen folgend, die nachstehenden Forderungen aufgestellt:

nach 2 Tagen Erhärtung mindest. 180 kg/qcm (144) Druckfestigkeit
 „ 2 „ „ „ 18 kg/qcm (14,4) Zugfestigkeit
 „ 7 „ „ „ 450 kg/qcm (360,0) Druckfestigkeit
 und zwar in der normalen Mörtelmischung 1 : 3 und bei Wasserlagerung unter gleichzeitiger Erfüllung der übrigen Normenforderungen. (Die in Klammern beigefügten Zahlen sind die den österreichischen Zahlen entsprechenden, umgerechneten deutschen Normenzahlen, die nur mit etwa 80 % (nach Pierus und Allihn) angesetzt werden dürfen. Der Unterschied ergibt sich aus der anderen Korngröße und dementsprechend anderem Raumgewicht des deutschen Normensandes, dem höheren Wassergehalt, der geringeren Stampfarbeit bei Herstellung der Proben und einer ungünstigeren Feststellungsweise für den aus den Versuchen gemittelten Wert).

Während die Gütevorschriften, die bisher von der österreich. Staatsbahn-Direktion für den Lorüns-Spezial-Zement angewendet worden sind, nur für die 2 Tage-Probe auch die Zugfestigkeit, für die 7 Tage-Probe nur die Druckfestigkeit festlegen, haben die österreichischen Militär-Behörden eigene, abweichende Vorschriften aufgestellt. Sie verlangen (nach Pierus):

| | | | | |
|-----------------|-----------|---------------------------|-------------|-------------------------|
| nach 48 Stunden | 200 (160) | Druckfestigkeit in kg/qcm | 13,3 (10,6) | Zugfestigkeit in kg/qcm |
| nach 7 Tagen | 450 (360) | | 30,0 (24,0) | |
| nach 28 Tagen | 560 (448) | | 37,0 (29,6) | |

(Die eingeklammerten Zahlen sind wieder die auf die deutschen Normen umgerechneten Werte).

Nach den Ausführungen des Hrn. Spindel (Quelle a) haben i. J. 1914 mit aus den laufenden Lieferungen des Lorüns-Spezial-Zementes entnommenen Proben ausgeführte Prüfungen für diesen die folgenden Werte ergeben:

| Lfd. No. | Nach 2 Tagen | Nach 7 Tagen | Nach 28 Tagen |
|----------|--|--|---|
| | 24 Stund. a. d. Luft 24 „ im Wasser | 24 Stund. a. d. Luft 6 Tage im Wasser | 24 Stund. a. d. Luft 27 Tage im Wasser |
| 1 | 283 (226) | 460 (368) | 610 (488) |
| 2 | 226 (181) | 462 (410) | 561 (449) |
| 3 | 185 (148) | 454 (363) | 536 (429) |
| 4 | 188 (150) | 473 (378) | 620 (496) |
| 5 | 190 (162) | 503 (402) | 611 (489) |

Die Werte liegen also zum Teil nur wenig über den geforderten. Seitens der österreich. Portland-Zement-Industrie wird daher geltend gemacht, daß, wenn sich der Lieferant zur Einhaltung der hohen Werte der neuen Güteformel verpflichten solle, er noch auf wesentlich höhere Festigkeit hinarbeiten müsse, um die nötige Sicherheit zu haben. In dem Verlangen nach so hohen Druckfestigkeiten nach kurzer Erhärtungszeit (namentlich wenn nicht ein entsprechendes Verhältnis der Zugfestigkeit eingehalten werde) liege aber die große Gefahr, daß dies erreicht werde durch Steigerung des Kalkgehaltes und durch ganz besondere Feinmahlung auf Kosten anderer wichtiger Eigenschaften des Portland-Zementes, als da sind: Raumbeständigkeit, Widerstand gegen Schwindrissigkeit, angemessene Abbindezeit, Unveränderlichkeit bei der Lagerung usw. Die hohe Anfangsfestigkeit bilde ferner keinen sicheren Maßstab für das spätere Verhalten, für gute Nacherhärtung und ein angemessenes Verhältnis der Zug- zur Druckfestigkeit. (Dem trägt die Güteformel der österreichischen technischen Militär-Kommission entsprechend Rechnung.) Die österreichische Zement-Industrie, vertreten durch den „Verein österreich. Zementfabrikanten“, hat es jedenfalls bisher abgelehnt, die Herstellung besonders hochwertiger Portland-Zemente nach den vorstehenden Bedingungen aufzunehmen.

Es wird von ihr aber überhaupt das Bedürfnis bestritten, nach besonderem Verfahren „hochwertige Portland-Zemente“ herzustellen, da sowohl die österreichische wie die deutsche Portlandzement-Industrie unter ihren Handelszementen schon eine ganze Reihe in den Verkehr brächten, die in dem Hauptpunkt — der Forderung einer außergewöhnlichen, weit über die geltenden Normen hinausgehenden Festigkeit nach 7 Tagen — schon dasselbe leisteten wie der Lorüns Zement. Pierus führt (Quelle d) aus den Prüfungsergebnissen des „Vereins österreich. Zement-Fabriken“ v. J. 1913 an, daß unter nach den österreichischen Normen geprüften 51 Portland-Zementen sich 2 mit über 450 (360) kg/qcm, 5 mit 401—450 (320—360) kg/qcm Druckfestigkeit nach 7 Tagen (Wasserlagerung) befunden hätten, also 7 mit über 400 kg/qcm, eine Zahl, die von den Proben aus Lorüns vielfach auch nicht überschritten worden sind. Diese 7 Zemente machten aber 40 % aller von der „Hauptverkaufsstelle Oesterreich. Zementfabrikanten G. m. b. H.“ in den Handel gebrachten Zemente aus. Nach 28 Tagen hatten 11 Zemente über 500 (400) kg/qcm Druckfestigkeit, 5 über 550 (440), 2 von 601—650 (480—520) kg/qcm. Aus den Jahrsberichten des „Vereins Deutscher Portland-Cement-Fabrikanten“ wird ferner von demselben Berichterstatter festgestellt, daß bereits seit 1909 dort einige Portlandzemente mit 376—440 kg/qcm (nach den deutschen Normen 301—350) Druckfestigkeit nach 7 Tagen und 561 bis 625 (451—500) nach 28 Tagen hergestellt worden seien.

Wie wir dem letzten veröffentlichten Bericht des „Vereins deutscher Portland Cement-Fabrikanten“ v. J. 1914 entnehmen, haben die deutschen Zemente seit Jahren eine zunehmende Festigkeit gezeigt, die weit über die Normenwerte hinaus geht. Diese verlangen bekanntlich nach 7 Tagen Erhärtung (1 Tag an der Luft, 6 Tage im Wasser) 120 kg/qcm, nach 28 Tagen (1 Tag Luft, 27 Tage Wasser) 210 kg/qcm und bei kombinierter Erhärtung nach 28 Tagen 250 kg/qcm Druckfestigkeit. (Umgerechnet auf österreichische Werte würden diese Zahlen um 25 %, also auf 150, 250, 312 kg/qcm zu erhöhen sein). Die Mittelwerte von den geprüften Vereins-Zementen haben aber folgende Werte gezeigt:

| Druckfestigkeit | 1910 | 1911 | 1912 | 1913 |
|--------------------------------------|------|------|------|------|
| nach 7 Tagen Wasserlagerung | 198 | 208 | 218 | 217 |
| desgl. nach 28 Tagen | 294 | 299 | 318 | 312 |
| nach 28 Tagen kombinierter Erhärtung | 351 | 360 | 378 | 377 |

Ordnet man die Werte für die 103 untersuchten Vereins-Zemente des Jahres 1913 nach bestimmten Festigkeits-Gruppen und stellt die Anzahl der in diese Gruppen fallenden Werte fest, so ergibt sich folgende Zusammenstellung:

| Wassererhärtung | | | | Kombinierte Erhärtung | |
|-----------------|----------------|----------------|----------------|-----------------------|----------------|
| nach 7 Tagen | | nach 28 Tagen | | nach 28 Tagen | |
| Grenzen kg/qcm | Zahl der Fälle | Grenzen kg/qcm | Zahl der Fälle | Grenzen kg/qcm | Zahl der Fälle |
| 130—150 | 6 | 200—250 | 18 | 250—300 | 12 |
| 150—200 | 32 | 250—300 | 30 | 300—350 | 23 |
| 200—250 | 37 | 300—350 | 31 | 350—400 | 35 |
| 250—300 | 21 | (375—437) | | (437—500) | |
| (312—375) | | 350—400 | 12 | 400—450 | 21 |
| 300—350 | 5 | (437—500) | | (500—562) | |
| (375—437) | | 400—450 | 8 | 450—500 | 7 |
| 350—400 | 1 | (500—562) | | (562—625) | |
| (437—500) | | 450—500 | 3 | 500—550 | 2 |
| | | (562—625) | | (625—687) | |
| | | | | 550—600 | 2 |
| | | | | (687—750) | |

Hier sind die den deutschen Normen entsprechenden Zahlen vorangestellt und die auf die österreichischen Normen umgerechneten, also um 25% erhöhten Zahlen in Klammern beigefügt.

Sehr interessant sind die Zahlen, die Allihn in seiner Veröffentlichung gibt (Quelle f, „Cement“ 1916, Heft 45). Es werden dort außer den aus den Spindel'schen Veröffentlichungen entnommenen Zahlen über den Lorinser-Zement auch Ergebnisse der Prüfung von 3 aus dem Handel i. J. 1916 aufgekauften Proben dieses Zementes mitgeteilt, die nur Festigkeiten von 256—325 kg/qcm (320—406 nach den österr. Normen) aufweisen, ferner aber noch für 13 aus dem Handel aus allen Teilen Deutschlands von dem Verfasser entnommenen deutschen Zementproben die Ergebnisse für 2, 7, 28 Tage Wasserlagerung und 28 Tage kombinierter Erhärtung angegeben. Unter diesen

Literatur.

Berechnung des kontinuierlichen Balkens mit veränderlichem Trägheitsmoment auf elastisch drehbaren Pfeilern, sowie Berechnung des mehrfachen Rahmens mit geradem Balken nach der Methode der Fixpunkte. Von Dr. Ing. Ernst Suter. Berlin 1916. Verlag von Jul. Springer. Preis geheftet 4 M.

Diese auszugsweise auch in der Zeitschrift „Armiertes Beton“ erschienene Doktorarbeit befaßt sich mit einer Berechnung der im Eisenbetonbau so zahlreich vorkommenden mehrfachen Rahmen und kontinuierlichen Balken mit elastischer Einspannung an den Pfeilern. Indem sie die Methode der Fixpunkte für die Fälle des veränderlichen Trägheitsmomentes der Balken und der Säulen, sowie den Fall der seitlichen Pfeilerbelastung zeigt, bildet die Arbeit eine Weiterentwicklung der im Werke von Prof. W. Ritter über den kontinuierlichen Balken angegebenen Methoden, welche dort wohl den kontinuierlichen Balken mit veränderlichem Trägheitsmoment bei freier Auflagerung an den Stützen behandeln, aber den kontinuierlichen Balken in Verbindung mit den Stützen nur für konstantes Trägheitsmoment des Balkens vorsehen. Auch die Berücksichtigung der Pfeilerbelastung ist neu.

Das Endziel der Arbeit bildet die genaue Berechnung des kontinuierlichen Balkens mit elastisch eingespannten Stützen oder des mehrfachen Rahmens mittels der Fixpunkte unter Berücksichtigung der Säulenkopf-Verschiebungen, sodaß auch bei Vorhandensein von Pfeilerbelastungen die Berechnung nach den allgemeinen Elastizitätsgleichungen mit vielen Unbekannten vermieden wird. Für die Anwendung auf Brückenträger ist besonders auf Beispiel II hinzuweisen, wo die Einflußlinien der Momente, Querkraft, Auflagerdrucke und Horizontal-schübe einer Rahmenbrücke ermittelt sind unter Berücksichtigung der Säulenkopf-Verschiebungen und mit Benutzung der Fixpunkte.

Nachdem in der Praxis des Eisenbetons die Berechnung der kontinuierlichen Träger mit Hilfe der Fixpunkte fast allgemein angewendet wird, weil sie rascher zum Ziel führt als analytische Berechnungen und eine übersichtliche Darstellung des Momentenverlaufes liefert, ist es zu begrüßen, daß in der vorliegenden Doktorarbeit von Herrn Ernst Suter diese Methode auf die schwierigeren Fälle der mehrfachen Rahmen ausgedehnt ist. Alle Fachgenossen, die mit der graphischen Berechnungsweise des kontinuierlichen Balkens nach dem Werk von W. Ritter vertraut sind, werden ohne Zweifel aus der Suter'schen Arbeit be-

sonderen Nutzen ziehen. Mit Rücksicht auf neuere Arbeiten, die ähnliche Aufgaben behandeln, sei noch bemerkt, daß die Doktorarbeit schon Ende 1913 abgeschlossen war, daß aber infolge des Krieges ihre Drucklegung sich verzögert hat. —

Mörsch.

Vermischtes.

Automobil-Karosserien aus Eisenbeton. Einer kurzen Mitteilung in der schwedischen Zeitschrift „Industrietidningen Norden“ (1916, 1. Dez., S. 381) zufolge wurden in Amerika Versuche mit einer Neuheit gemacht, nämlich Automobil-Karosserien aus Eisenbeton herzustellen, und die Versuche sollen zufriedenstellend ausgefallen sein. Bei der Verwendung von Holz und Stahl für den Bau der Karosserien entsprach die Form der aus diesen Stoffen hergestellten Karosserien nicht dem Ideal, welches den amerikanischen Ingenieuren vorschwebt, da diese eine möglichst schlanke und geschmeidige Formgebung fordern, die der Luft so wenig als möglich Widerstand entgegensezt. Es wird wohl zugegeben, daß der für den Bau von Automobil-Karosserien neuartige Baustoff eine gewisse Sprödigkeit besitzt, was ihm nicht gerade zum Vorteil gereicht bei etwaigen Zusammenstößen usw., andererseits besitzt der Baustoff jedoch den Vorteil, daß er sich leicht in jede gewünschte Form bringen läßt. Der Zement wird mit Asbest zu einer Art Asbestmörtel gemengt, den man auf ein Netzwerk von Runderisen, das die Form der Karosserie hat, aufträgt. Die fertige Konstruktion erhielt dann nach dem Trocknen einen Anstrich. Eine auf diese Weise hergestellte Karosserie soll etwa 15% leichter sein als eine solche aus Holz.

Im Anschluß daran sei noch erinnert, daß man vor einigen Jahren in Italien vorschlug, die kostspieligen und schweren Panzerplatten bei Kriegsschiffen durch solche aus bewehrtem Beton zu ersetzen, welche bedeutend billiger und leichter sind. (Man hat darüber aber nichts weiter gehört. D. Red.) Der Vorschlag Schwungräder bei Dampfmaschinen aus Eisenbeton herzustellen, stammt ebenfalls aus dem Lande der unbegrenzten Möglichkeiten. —

Dr. A.

Inhalt Eisenbeton-Konstruktionen vom Bau der deutschen Bücherei zu Leipzig. (Fortsetzung.) — Neue Lösung des Erddruckproblems. — Zur Frage der „hochwertigen Spezial“-Portlandzemente. — Literatur. — Vermischtes. —

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin.
Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Elsen in Berlin.
Buchdruckerel Gustav Schenck Nachf. P. M. Weber in Berlin.

DEUTSCHE BAUZEITUNG

MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-
CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

14. Jahrgang 1917.

№ 3.

Eisenbeton-Konstruktionen der Wasserkraft-Anlage Oberried.

Von Bernhard Kuntze, Ingenieur der Firma Brenzinger & Cie. in Freiburg i. Brg.



Im Oberrieder Tal, das tief eingebettet zwischen Schauinsland und Feldberg liegt und bei Kirchzarten in das breitere Dreisamtal mündet, besitzt die Gewerkschaft Schwarzwälder Erzbergwerke zwei ausgebaute Gefällstufen des Oberrieder Baches. Die obere, im Jahr 1896 von der Firma J. M.

Voith in Heidenheim gelieferte, Turbinen-Anlage umfaßt eine Spiralturbine mit hydraulischem Geschwindigkeits-Regler, gebaut für folgende Verhältnisse: Sekundliche Wassermenge 0,88 cbm, Nutzgefälle 30 m, größte Leistung 271 PS., Umlaufzahl 400 in der Minute.

Gespeist wird die Turbine durch einen an der

Berglehne entlang laufenden alten Oberwasserkanal (vergl. den Lageplan Abb. 1 a. f. S.), der gerade oberhalb des Turbinenhauses in ein Wasserschloß ausmündete. Von letzterem führte in gerader Linie ein 100 m langes, schmiedeisernes Druckrohr mit 1 m lichte Durchmesser den Berg steil hinab zur Turbine.

Unmittelbar über dem alten Wasserschloß befindet sich der Eingang eines neu angelegten Stollens und es erwies sich als notwendig, das Wasserschloß etwa 95 m wasseraufwärts zu verlegen und den Oberwasserkanal um das gleiche Maß zu verkürzen, da dieser durch den Druck der angeschütteten Halde geborsten war und für die weiteren Ausbruchmassen des Stollens und für die Vergrößerung der Halde geeignetes Gelände nötig wurde.

Es lag nahe, die vorhandene Druckrohrleitung

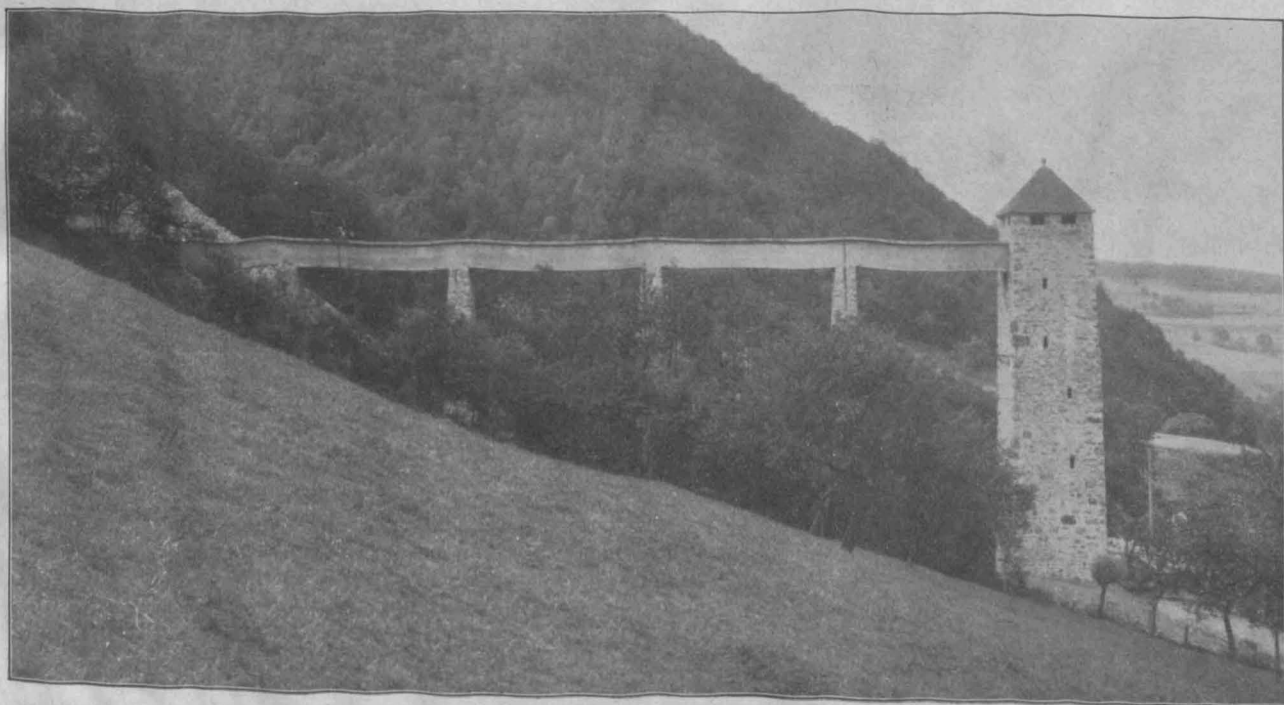
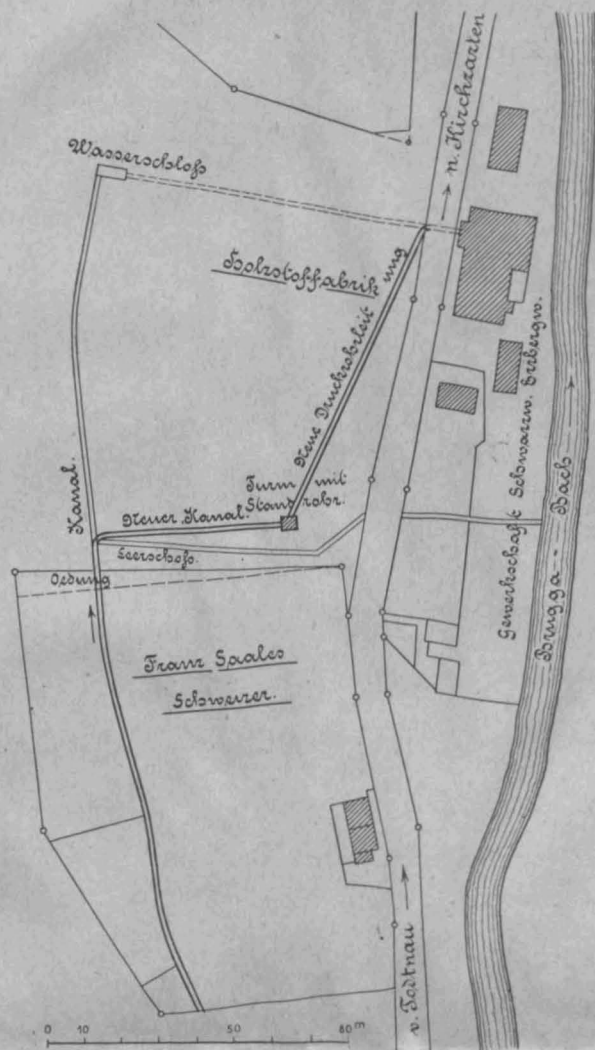


Abbildung 4. Gesamtansicht des Zuleitungs-Gerinnes mit den Steigschacht umhüllendem Turm.



dem Gelände angepaßt im Bogen zum neuen Wasserschloß fort zu führen, wobei die größer gewordene Entfernung des neuen Wasserschlosses vom Turbinenhaus eine Verlängerung der Druckrohrleitung um 135 m in Schmiedeisen oder Eisenbeton bedingt hätte. Damit wären aber manche Nachteile verknüpft gewesen: Die Geschwindigkeits-Regelung hätte an Genauigkeit verloren und die bei großen Belastungsänderungen und raschen Regelungen entstehenden Drucksteigerungen hätten eine höhere Beanspruchung der Rohrleitung hervorgerufen, wobei sich vor allem bei den — unvermeidlichen — Krümmungen Stöße im Betrieb sicherlich sehr unangenehm bemerkbar gemacht hätten.

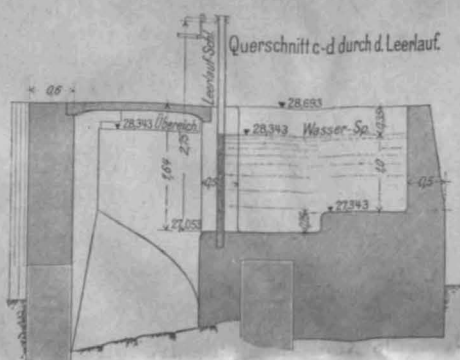
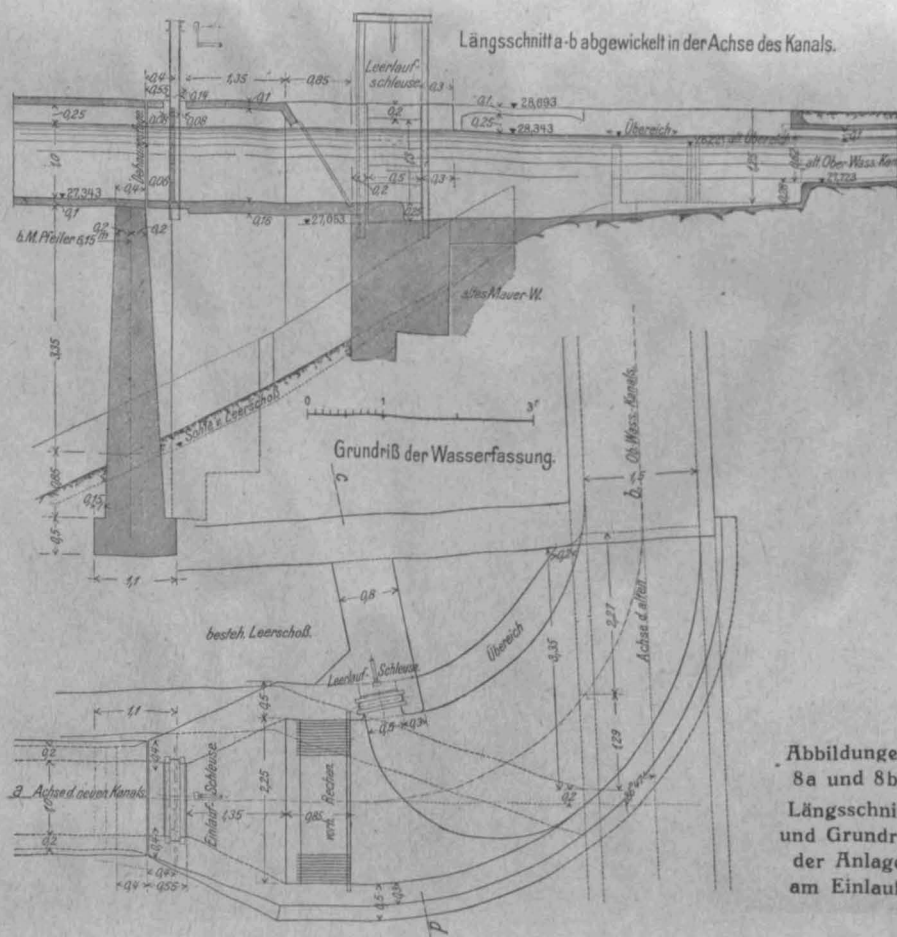


Abbildung 8c. Schnitt durch den Kopf des Leerlaufes.



mit freiem Wasserspiegel. Die Zuleitung des Wassers vom bestehenden Oberwasserkanal nach diesem als Wasserschloß und Ausgleich - Schacht dienenden Steigrohr erfolgt in einem wagrecht gelegten, über 4 freistehende Pfeiler gestreckten Gerinne von rd. 46 m Länge, 1 m lichter Breite und 1 m Wassertiefe.

Durch diese Anordnung war es trotz der größeren Entfernung des Wasserschlosses vom Turbinenhaus möglich, mit der gleichen Rohrleitungslänge auszukommen, das vorhandene Schmiedeisen-Druckrohr zu benutzen und die neuen Bauteile in Eisenbeton zu erstellen.

Zum Uebergang des Druckrohres in den Steigschacht wurde das vorhandene konische Uebergangsstück, das beim früheren Wasserschloß eingebaut war, wieder verwendet und der trompetenförmige Uebergang in den 1,5 m i. L. weiten Schacht sorgfältig ausgebildet, sodaß keine Wasserwirbel entstehen können und Gefällverluste am Rohr-Einlauf vermieden

welche Wasserstöße für die Rohrleitung nicht auftreten. Ferner hat sich herausgestellt, daß durch die Kürzung des Obergrabens um 95 m erheblich an Gefälle und Turbinen - Leistung gewonnen worden ist. Architektonisch ist das Werk eine Zierde für das Tal und der trutzig und stolz hochstrebende Turm für

Es waren hierfür außerdem auch architektonische und ästhetische Rücksichten maßgebend, wie sie heute im Sinne des Heimatschutzes vor allem für landschaftlich schöne Gegenden immer mehr in den Vordergrund gestellt werden sollten. Demgemäß ist die äußere Formgebung in einfachen, bodenständigen Linien gehalten und als Abdeckung des Wasserschlosses ein hölzerner, mit Biberschwänzen gedeckter Dachstuhl gewählt. Der architektonische Entwurf stammt von Arch. J. Nerb el in Freiburg.

Auch die Pfeiler des Zuleitungs-Kanales sind aus den vorhandenen Bruchsteinen hoch geführt, während der Kanal selbst, als Kastenträger ausgebildet, bei Spannungen bis zu 10 m in Eisenbeton ausgeführt ist. Ueber die Berechnung und Bewehrung sollen noch einige Angaben gemacht werden.

Die Kosten stellten sich nicht wesentlich höher, als bei dem zuerst ins Auge gefaßten Plan, bei dem die Druckrohrleitung vom Oberwasserkanal aus den Berg hinab zur Turbine geführt werden sollte, denn auch bei jener Lösung hätte die Druckrohrleitung durch ein kostspieliges Schutzgewölbe gegen Temperatur- und Witterungs-Einflüsse und gegen Steinschlag und Rutschungen der benachbarten Halde gesichert werden müssen. Außerdem wären dabei sicherlich bei den beiden scharfen Krümmungen, die in der Leitung nötig gewesen wären, Schwierigkeiten entstanden.

Der Betrieb der ausgeführten Anlage hat gezeigt, daß die Genauigkeit der Geschwindigkeits-Regelung die gleiche, wie früher bei der geradlinigen Druckrohrleitung, geblieben ist und irgend-

alle Zeiten ein Wahrzeichen der Bemeisterung und
Nutzbarmachung der Naturkräfte durch unsere In-
dustrie. —

(Schluß folgt.)

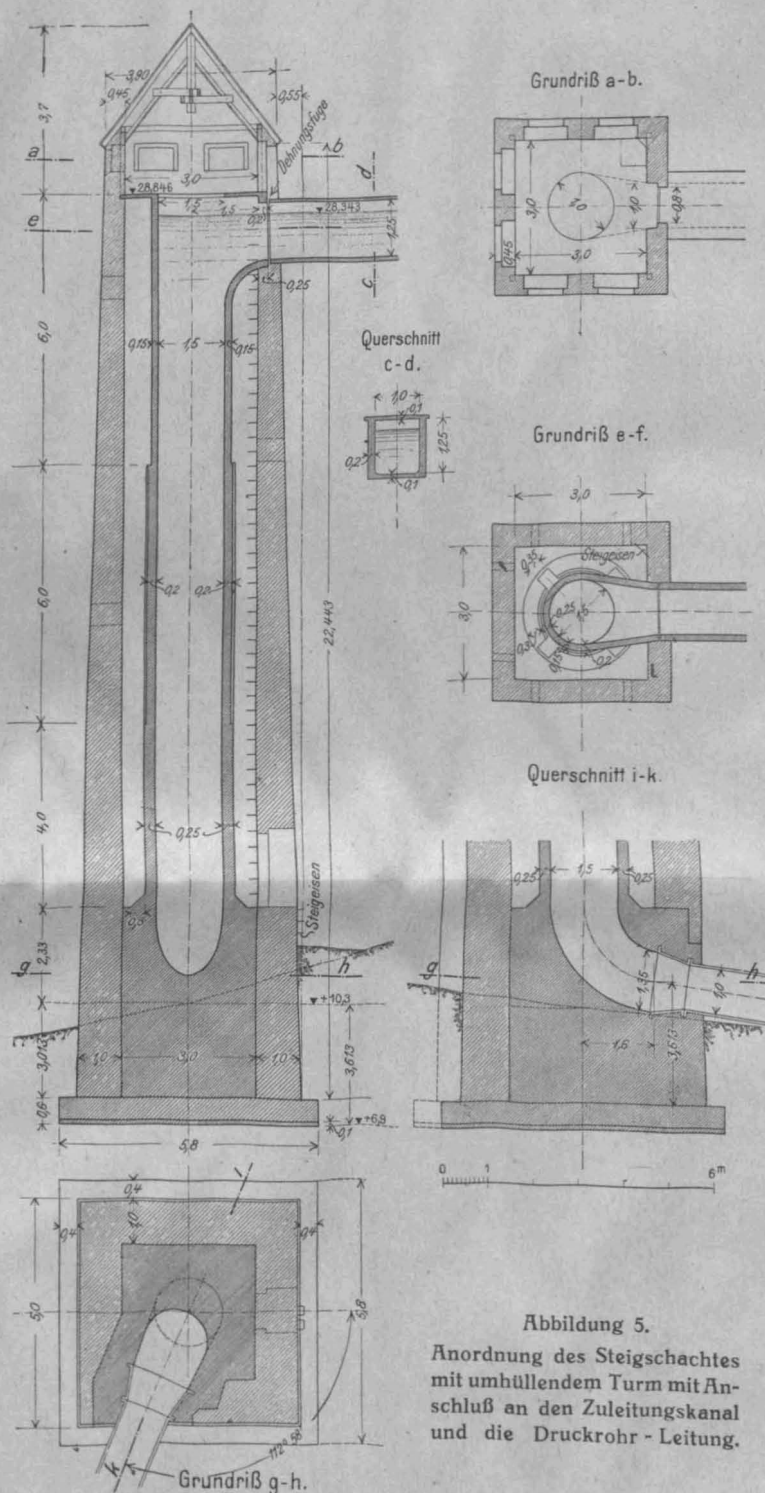


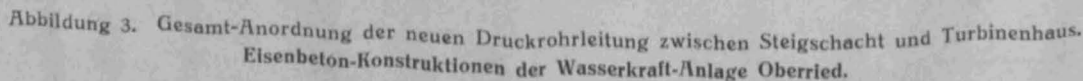
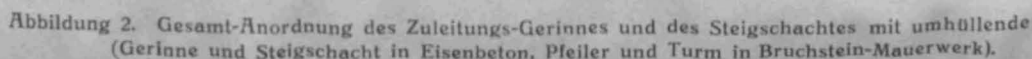
Abbildung 5.
Anordnung des Steigschachtes mit umhüllendem Turm mit Anschluß an den Zuleitungskanal und die Druckrohr-Leitung.

Zur Berechnung des kontinuierlichen Balkens auf elastisch drehbaren Pfeilern.

Seit ungefähr hundert Jahren beschäftigt sich die technische Wissenschaft mit den Aufgaben, welche mit der Berechnung durchlaufender Träger zusammenhängen. Die Anfänge der Theorie gehen auf Eytelwein und Navier zurück. Zu verhältnismäßiger Einfachheit gelangten die Lösungen, nachdem Bérty und Clapeyron auf den Gedanken kamen, die Stützen-

Momente als Unbekannte einzuführen, und mit der bekannten Drei-Momenten-Gleichung die Grundlagen für die späteren Untersuchungen schufen. Eine vollständig abgeschlossene, auf die Differentialgleichung der elastischen Linie aufgebaute analytische Theorie der geraden, kontinuierlichen Träger gaben Weyrauch und Winkler. Neue Wege fanden sich durch die bahnbrechenden Arbeiten Mohr's, welche die zeichnerische Lösung der Auf-

aus verschiedenen Gründen — Stützensenkungen, Einfluß des Spannungswechsels auf das Material — Bedenken gegen ihre Verwendung geltend und man bevorzugte mehr die statisch bestimmten Gelenkträger. Mit dem zunehmenden Ausbau der Theorie und der Kenntnis der



Kontinuierliche Träger fanden in früherer Zeit ausschließlich bei Holz- und Eisenkonstruktionen Verwendung; eine Zeit lang machten sich allerdings im Eisenbau

Materialeigenschaften kam indessen die Verwendung der gelenklosen Träger später wieder mehr in Aufnahme und im Eisenbetonbau, der ja soviel Verwandtschaft mit dem Eisenbau hat, werden die kontinuierlichen Träger mit Vorliebe verwendet, weil die gelenklosen Träger diesem

Material viel besser angepaßt sind als Gelenkträger. Man geht hier sogar noch weiter, indem man den durchlaufenden Balken bei hochliegenden Stützpunkten biegungsfest mit den Pfeilern verbindet und die sonst frei drehbare Lagerung durch eine elastische Einspannung — elastisch drehbare Stützung — ersetzt.

Beider Häufigkeit der Anwendung solcher — rahmenartiger — Konstruktionen im Eisenbetonbau ist es nicht zu verwundern, daß man sich in neuerer und neuester Zeit sehr eingehend mit den Berechnungsmethoden dieser oft hochgradig statisch unbestimmten Gebilde beschäftigt und möglichst einfache Wege zur Ermittlung der inneren Kräfte ausfindig zu machen sucht. Eine Andeutung über die Berechnung kontinuierlicher Träger auf elastischen Pfeilern findet sich allerdings schon bei Winkler; indessen hat erst Ritter in seinem klassischen Werk über den kontinuierlichen Träger eine elegante und einfache zeichnerische Lösung durch Erweiterung des bei frei drehbaren Stützen üblichen, mit den sogenannten Fixpunkten und Kreuzlinien arbeitenden Verfahrens gegeben, dem später andere zeichnerische Lösungen durch Ostenfeld u. A. folgten.

An die von W. Ritter gegebene Berechnungsweise knüpft jetzt Dr.-Ing. E. Suter, als Verfasser einer neuen Arbeit dieses Gebietes an*); während Ritter das Verfahren aber nur an Trägern mit gleichbleibendem Trägheitsmoment zeigt, dehnt es der Verfasser auf Träger mit beliebig veränderlichem Trägheitsmoment aus. Bei dieser Berechnungsmethode wird außerdem vorausgesetzt, daß der Balken in der Längsrichtung festgehalten ist, daß also die Pfeilerköpfe keine wagrechte Verschiebung erfahren; dies trifft beispielsweise dann zu, wenn die Balken-Enden nicht auf elastischen Pfeilern ruhen, sondern auf Widerlagern und wenn das eine Endlager fest ist, oder, falls der Balken durchweg auf elastischen Pfeilern ruht, wenn die bauliche Anordnung und die Belastung symmetrisch sind; im anderen Fall werden seitliche Verschiebungen der Pfeilerköpfe eintreten.

Hierüber sei die folgende kurze Ueberlegung angestellt. Der kontinuierliche Träger auf elastischen, unten eingespannten Pfeilern ist, als mehrfacher Rahmen betrachtet, so oft mal dreifach statisch unbestimmt, als Öffnungen vorhanden sind. Bei der in Rede stehenden Berechnungs-Methode ist die biegungsfeste Verbindung der Pfeilerköpfe mit dem durchlaufenden Balken gelöst gedacht. Unbekannt sind dann die zu beiden Seiten einer jeden Stütze wirkenden Einspann-Momente, deren Differenz in den Pfeilerkopf übergeht. Jeder Pfeiler wird dabei, weil er unten eingespannt, oben gelenkig aber seitlich unverschieblich gelagert gedacht ist, als einfach statisch unbestimmtes Grundgebilde in die Rechnung eingeführt; als statisch unbestimmte Kraft kann der am Pfeilerkopf wirkende Horizontaldruck angesehen werden. Man rechnet also bei n Öffnungen mit $2n$ unbekannten Stützen-Momenten und mit $n+1$ überzähligen Horizontaldrücken an den $n+1$ Pfeilerköpfen, im Ganzen mit $3n+1$ Unbekannten; daher mit einer Unbekannten mehr, als die Rahmenkonstruktion aufweist. Diese eine Ueberzählige ist die Mittelkraft H , aller Horizontaldrücke an den Pfeilerköpfen; mit ihr müßte der Balken in der Längsrichtung festgehalten werden; eine gleich große, aber entgegengesetzt gerichtete Kraft wird den Rahmen wieder ins Gleichgewicht bringen, alle oberen Stützpunkte dabei aber um ein gleiches Maß seitlich verschieben. Die Wirkung einer solchen Verschiebung läßt sich mit Hilfe der Fixpunkte, wie Dr. Max Ritter vor einigen Jahren gezeigt hat, leicht verfolgen, wenn man die Stützenmomente und wagrechten Kräfte für die Verschiebung „Eins“ jeder einzelnen Stütze gesondert bestimmt; die Summe der Einzelwirkungen gibt die Stützenmomente und den resultierenden Horizontalschub H_0 für die gleichzeitige Verschiebung „Eins“ aller Pfeilerköpfe; die wahren Momente für die Rahmenkonstruktion werden nun erhalten, indem man den bei festgehaltenen Pfeilerköpfen sich ergebenden Momenten die mit dem Verhältnis $H_0 : H$ multiplizierten Momente für die Verschiebung „Eins“ aller Pfeilerköpfe hinzufügt.

Bei Rahmenkonstruktionen mit unten gelenkig gelagerten Pfeilern läßt sich eine ähnliche Zweiteilung der Rechnung durchführen. Der Verfasser teilt seine Untersuchungen demnach in 2 Abschnitte: in dem ersten größeren Abschnitt wird der in der Längsrichtung fest-

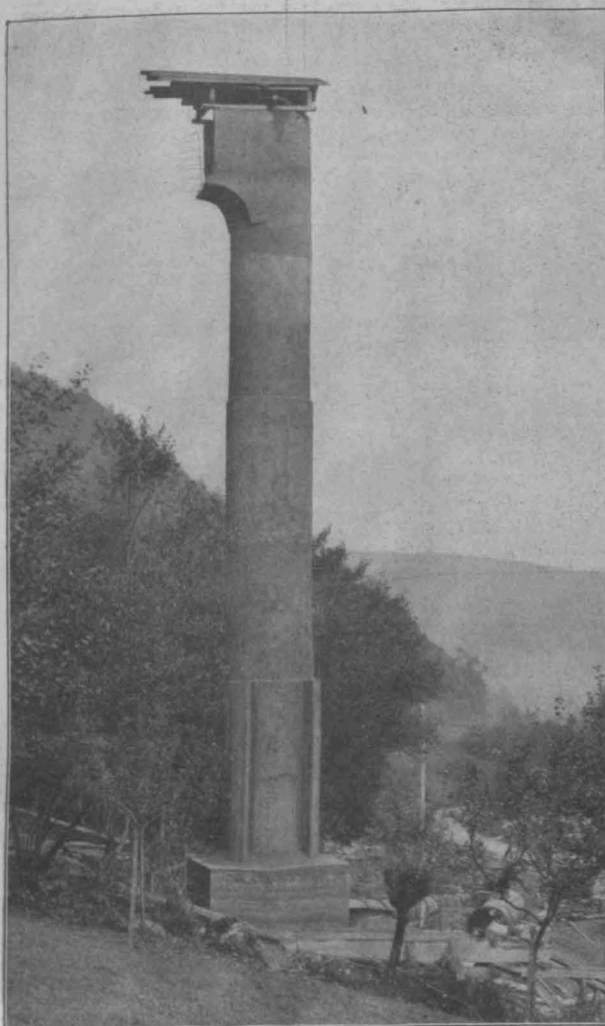


Abbildung 6. Eisenbeton-Steigschacht vor der Umhüllung.



Abbildung 7. Turm-Umhüllung des Steigschachtes. Eisenbeton-Konstruktionen der Wasserkraft-Anlage Oberried.

*) Berechnung des kontinuierlichen Balkens mit veränderlichem Trägheitsmoment auf elastisch drehbaren Pfeilern sowie Berechnung des mehrfachen Rahmens mit geradem Balken nach der Methode der Fixpunkte von Dr.-Ing. Ernst Suter, Ob.-Ing. der Wayss & Freytag A.-G. in Neustadt a. d. Haardt. Berlin 1916, Verlag von Julius Springer. Preis geh. 4 M. —

gehaltene Balken behandelt, im zweiten Abschnitt der mehrfache Rahmen.

Zunächst werden alle Hilfskonstruktionen zur Ermittlung der Fixpunkte — Drittel-Linien usw. — an Hand der zeichnerischen Darstellung der elastischen Linie für den Balken mit beliebig veränderlichem Trägheitsmoment zeichnerisch und rechnerisch hergeleitet; außerdem wird die unmittelbare analytische Bestimmung der Lage der Fixpunkte auf Grund der geometrischen Darstellung der Formänderungen der einzelnen Balkenteile gezeigt. Weiter werden mit Hilfe der Kreuzlinien die Stützmomente am Balken, die Momente und wagrechten Kräfte an den Pfeilerköpfen und die übrigen inneren Kräfte bestimmt. Die betreffenden Betrachtungen führen auf die Ritter'schen Konstruktionen, doch geht der Verfasser bei ihrer Herleitung durchaus eigene Wege. Auch für verschiedene Pfeilerbelastungen (Seitenkräfte, Kranlasten usw.) werden die inneren Kräfte in Balken und Pfeilern bestimmt.

Im zweiten Teil werden die inneren Kräfte und Horizontalschübe hergeleitet, die einer wagrechten Verschiebung „Eins“ der Pfeilerköpfe im Sinne der obigen Darlegungen entsprechen. Hiermit wird die Berechnung der eigentlichen Rahmenkonstruktionen, deren Pfeilerköpfe seitlich nicht festgehalten sind, in die Wege geleitet; aber

auch der Einfluß von Temperaturänderungen und die Wirkung von wagrechten Kräften (Bremskräften, Winddruck), die längs des Balkens wirken, werden daran anschließend behandelt.

Im dritten Teil der Arbeit werden die entwickelten Methoden auf zwei Beispiele angewendet. Zuerst wird die Berechnung eines zweifeldrigen Rahmens für Eigengewicht und Kranbelastung an den Pfeilern gezeigt. Im zweiten Beispiel werden die Einflußlinien der Biegemomente, Quer- und Auflagerkräfte und Horizontalschübe für eine Rahmenbrücke mit 3 Oeffnungen — Endlager beweglich, die beiden Mittelpfeiler eingespannt und mit dem Balken biegeugsfest verbunden — ermittelt.

Die Darstellung ist sehr eingehend, klar und leicht verständlich; die Abbildungen sind sehr sauber gezeichnet und im Druck ebenso sauber wiedergegeben; nur das Lesen der vielen Buchstaben und Ziffern in der ersten Hauptzeichnung, in welcher die Konstruktion der Drittel-Linien und Fixpunkte gezeigt wird, erfordert infolge der starken Verkleinerung einige Mühe. Das Buch wird allen denen, die sich in die Materie einarbeiten wollen, recht gute Dienste leisten und kann auch den in der Praxis stehenden Ingenieuren bestens empfohlen werden. —

Ingenieur G. Kapsch in Gustavsburg.

Einfluß der Eisenform auf das Festigkeitsergebnis der Würfelprobe bei nassem Beton.

In den neuen Deutschen Vorschriften für Eisenbeton wird für die Prüfung des für Eisenbeton-Bauten zu verwendenden weichen Betons an der für erdfeuchten Stampfbeton bewährten Würfelprobe und zunächst auch an der Eisenform festgehalten. Nur ist jetzt deren Kantenlänge von 30 auf 20 cm herabgesetzt, was mit Rücksicht auf die im Allgemeinen feinkörnigeren Zuschläge ohne Bedenken möglich ist und den bei Eisenbeton-Bauten üblichen Abmessungen besser entspricht. Die Probekörper sind leichter zu handhaben, es lassen sich schwächere Pressen zum Zerdrücken verwenden, das Verfahren wird billiger und es wird damit der erwünschten möglichst weitgehenden Prüfung des Betons der Weg geebnet.

Die Eisenform, welche die Herstellung eines scharfkantigen, genau geformten Probewürfels gewährleistet, hat für die Anfertigung von Probekörpern aus weichem Beton, wie er für Eisenbeton-Bauten zur Verwendung kommt, und noch mehr für flüssigen Beton, wie er bei dem jetzt auch bei uns mehr in Aufnahme kommenden Gußverfahren erforderlich ist, aber den Nachteil, daß sie wasserundurchlässig ist und das überschüssige Wasser nicht abzieht, wie das bei der Ausführung im Bau die Holzschalung tut, die einen Teil des Wassers gleich nach dem Einbringen des Betons abfließen läßt, einen anderen Teil aufsaugt. Die in der Eisenform hergestellten Probewürfel erhärten also mit einem höheren Wassergehalt als die Betonmasse im Bau, sodaß die Würfelprobe also zu ungünstigen Ergebnissen hat, da die Druckfestigkeit bekanntermaßen mit der Höhe des Wassergehaltes abnimmt.

Wie weit dieser Einfluß gehen kann, zeigen u. a. in Heft 33 des „Deutschen Ausschusses für Eisenbeton“ mitgeteilte Vergleichsversuche (die jedoch bei Verfolgung eines anderen Zieles nur nebenher angestellt wurden) mit einem ziemlich nassen Beton und einer Kiesbeton-Mischung 1:4. Bei den in Eisenform hergestellten Würfeln ergab sich i. M. aus 3 Versuchen nach 70 Tagen eine Druckfestigkeit von 276 kg/qcm, nach 16 Monaten von 288 kg/qcm, während die Festigkeiten von Würfeln, die aus einem mit demselben Beton zwischen Holzschalungen hergestellten Bauteil heraus geschnitten wurden, 295 bzw. 326 kg/qcm betragen; die Festigkeit im Bau war hier also um 7 bzw. 13% höher als die Würfel Festigkeit, während bei erdfeuchtem Beton die Würfel Festigkeit durch die Bauwerksfestigkeit im Allgemeinen nicht voll erreicht wird.

Der den neuen Eisenbeton-Bestimmungen beigegebene Anhang für die Ausführung von Druckversuchen trägt diesen Verhältnissen schon insofern Rechnung, als in einer Fußnote bemerkt wird: „Es bleibt vorbehalten, Formen einzuführen, bei denen das überflüssige Wasser aus der weichen und flüssigen Betonmasse entfernt wird.“ Denn es sollen ja die Probewürfel, um ein möglichst zuverlässiges Bild von der im Bauwerk erreichbaren Festigkeit zu geben, nicht nur aus dem zum Bauwerk verwendeten Beton hergestellt, sondern möglichst auch unter denselben Bedingungen geformt werden und erhärten.

Gelegentlich von Versuchen, die von der A.-G. Dyckerhoff & Widmann in Biebrich a. Rh. für den „Deutschen Beton-Verein“ mit dem Endziel durchgeführt worden sind, die Festigkeits-Unterschiede zu ermitteln, die ein wechselnder Sandgehalt der Zuschlagstoffe aus erdfeuchtem, weichem und flüssigem Beton hat*), sind nun auch,

um dem Einfluß der Schalung möglichst Rechnung zu tragen, Versuche mit in Holzformen hergestellten Probewürfeln gemacht worden, für die jetzt die Ergebnisse bis zu 1 Jahr Alter vorliegen.

Jede Holzform wurde dabei aus einzelnen Brettstücken so zusammengesetzt, daß jede Seitenwand aus 2 Brettern bestand, zwischen denen 2 mm Fuge gelassen wurden. Der Boden wurde aus 2 Holzlagen mit sich kreuzenden Fasern hergestellt; zwischen Boden und Seitenwänden wurden ebenfalls 2 mm Fuge gelassen. Jede Holzform wurde in eine eiserne 300 mm Würfelprobe so eingesetzt, daß ringsherum zwischen Holz und Eisenwand ein 3 mm-Spielraum verblieb. Zwischen Eisenboden und Eisenwänden wurden ebenfalls 3 mm frei gelassen, sodaß das überschüssige Wasser frei ablaufen konnte. Auf der Oberfläche wurde stets Betonmasse nachgefüllt, damit das nach oben ausgestoßene Wasser ebenfalls ablaufen und nicht in den Beton zurückdringen konnte. Während der Anfertigung der Proben wurde jede für sich auf eine flache Blechschale gesetzt, in der das sich ausschließende Wasser aufgefangen wurde, um abgewogen zu werden. Um den Verhältnissen im Bau noch näher zu kommen, die unvermeidlichen Stoßwirkungen und Erschütterungen nachzuahmen, wurden einzelne Formen samt ihrer Schalung auf einer Brett-Unterlage auf Sand gesetzt und durch Stampfen auf die Brett-Unterlage gerüttelt, und zwar einmal bald nach Füllung der Form, das zweite Mal nach Abfließen des Wassers aus der Form, sobald sich an der Oberfläche des Probewürfels kein Wasser mehr zeigte. Jede einzelne Rüttelwirkung bestand aus 96 Stößen mit einem eisernen Normalstamper.

Diese Versuche wurden durchweg ausgeführt mit einem Beton 1:5 mit 280 kg Portlandzement auf 1 cbm Zuschlagstoffe. Letztere bestanden teils in Kiessand**) von 70 Gewichtsteilen Sand:30 Gew.-T. Kies, bzw. 50:50 Teilen, teils in einem Gemisch von Kiessand mit Basalt-Splitt und Sand in verschiedenen Verhältnissen. Zunächst seien die Ergebnisse von Versuchen mitgeteilt, die mit Beton 1:5, bestehend aus 70 Rt. Rhein-Kiessand (70 Gew.-T. Sand:30 Gew.-T. Kies) auf 30 Rt. Basalt-Splitt (ohne Sand) erdfeucht, weich und flüssig ausschließlich mit eisernen Formen durchgeführt wurden. Der Wassergehalt in der nachstehenden Tabelle I ist in Prozenten der Raumgewichte des Zementes und der Zuschlagstoffe ausgedrückt.

I. Druckfestigkeiten bei verschiedenem Wassergehalt. Probewürfel in Eisenform

| Betonart | Wassergehalt in % | Druckfestigkeit in kg/qcm nach: | | | | |
|-----------|-------------------|---------------------------------|----------|----------|--------|--------|
| | | 28 Tagen | 45 Tagen | 90 Tagen | 1 Jahr | 1 Jahr |
| Erdfeucht | 6,1 | 263 | 285 | 324 | 362 | 377 |
| Weich | 8,45 | 170 | 197 | 240 | 284 | 297 |
| Flüssig | 10,7 | 109 | 130 | 176 | 209 | 220 |

Die Tabelle läßt die großen Festigkeits-Unterschiede für verschiedenen Wassergehalt erkennen. Sie betragen nach 28 Tagen zwischen erdfeuchtem und weichem Beton hier 35,6%, zwischen erdfeuchtem und flüssigem Beton sogar 58,1%. Diese Unterschiede nehmen, wie ja schon

*) Vergl. unseren Bericht über diese Versuche Jahrg. 1916, S. 39. Die ersten Ergebnisse bis zu 45 Tagen Alter wurden auf der Hauptversammlung des Beton-Vereins 1916 vorgelegt, die Jahresproben sind jetzt zum Teil durchgeführt.

**) Korngröße des Sandes 0—7 mm, des Kiesel 7—25 mm. Dasselbe Verhältnis gilt für Basaltsand und -Splitt.

durch ältere Versuche bekannt ist, mit zunehmendem Alter ab. Sie betragen bei diesen Versuchen nach Jahresfrist aber immer noch 26,4 bzw. 41,6 %, sind also zu dies em Zeitpunkt noch recht erheblich.

In der folgenden Tabelle II sind dann für einen Kiessand-Beton 1:5 für weichen und flüssigen Beton bei Anwendung von Eisen- und Holzform, gerüttelt und ungerüttelt, die Ergebnisse zusammengestellt und noch in Vergleich gesetzt mit in Eisenform gestampftem erdfeuchtem Beton gleicher Mischung.

II. Vergleich der Druckfestigkeiten bei Herstellung in Eisen- und Holzform.

Mischungs-Verhältnis 1:5. Auf 1 cbm Zuschlagstoffe 280 kg Portland-Zement. Versuche mit Rhein-Kiessand.

| Art der Form | Art des Betons | Wasser-Zusatz % | Abgell. Wasser % | Zusammensetzung der Zuschlagstoffe | Druckfestigkeit in kg/qcm nach | | | |
|--------------|----------------|-----------------|------------------|------------------------------------|--------------------------------|-------|-------|----------|
| | | | | | 28 T. | 45 T. | 90 T. | 1 Jahr |
| Eisen | Erdfeucht | 7,4 | — | 70 Gew. T. Sand 30 Gew. T. Kies | 169,9 | 191,1 | 217,4 | 251,5 |
| Eisen | weich | 9,8 | — | " | 121,8 | 138,1 | — | 230,4 |
| Holz | " | " | 0,93 | " | 149,3 | 164,3 | 198,4 | 235,2 |
| Holz | " | " | " | " | 197,3 | 213,9 | 240,4 | 301,0 |
| gerüttelt | " | " | 1,44 | " | 85,6 | 91,1 | — | 197,0 |
| Eisen | flüssig | 12,8 | — | " | 92,8 | 110,4 | 144,0 | 171,7(?) |
| Holz | " | " | 1,81 | " | 134,4 | 153,5 | 184,0 | 216,0 |
| Holz | " | " | 2,61 | " | 263,6 | 291,1 | 318,5 | 355,2 |
| gerüttelt | " | " | " | " | 178,5 | 206,3 | — | 292,2 |
| Eisen | Erdfeucht | 6,5 | — | 50 Gew. T. Sand 30 Gew. T. Kies | 206,4 | 236,2 | 297,7 | 337,1 |
| Eisen | weich | 8,7 | — | " | 245,9 | 259,2 | 350,1 | 333,3 |
| Holz | " | " | 0,66 | " | 134,1 | 151,8 | — | 230,4 |
| Holz | " | " | " | " | 141,9 | 172,8 | 212,8 | 252,3 |
| gerüttelt | " | " | 1,11 | " | 214,4 | 242,1 | 288,0 | 285,3 |
| Eisen | flüssig | 10,6 | — | " | — | — | — | — |
| Holz | " | " | 1,31 | " | — | — | — | — |
| Holz | " | " | " | " | — | — | — | — |
| gerüttelt | " | " | 2,21 | " | — | — | — | — |

Die Versuche zeigen zunächst (worauf schon in den früheren Mitteilungen Jahrg. 1916 S. 39 hingewiesen wurde), daß ein übermäßig hoher Sandgehalt in der Kiessand-Mischung die Festigkeit bei gleichem Zementzusatz auf 1 cbm Zuschlagstoffe ungünstig beeinflusst. Es gilt das für alle drei Betonarten erdfeucht, weich und flüssig, für alle Altersstufen von 28 Tagen bis zu einem Jahr und zwar sowohl bei Herstellung der Proben in Eisen- wie in Holz-Formen. Bei den Altersstufen, wie sie den Prüfungen in der praktischen Anwendung entsprechen, also im Alter von 28 und 45 Tagen, liegen die Festigkeiten des Betons

Vermischtes.

Der Eisenbeton im preuß. Staatshaushalt für 1917. Nachdem seit 1914 für die Durchführung der bauwissenschaftlichen Versuche des „Deutschen Ausschusses für Eisenbeton“ staatliche Beihilfen nicht mehr eingesetzt waren, sieht der Staatshaushalts-Entwurf für 1917 nunmehr den Restbetrag von 30 000 M. des vom Staat zu tragenden Gesamtanteiles der Kosten in Höhe von 150 000 Mark vor. Bewilligt waren bisher 1912, 1913 und 1914 je 40 000, zus. also 120 000 M. —

Fortschritte der Druckluftgründung im Seebau unter Zuhilfenahme von Eisenbeton-Kaissons behandelt Prof. Dr. C. Zschokke in Aarau, der auf dem Gebiet der Druckluftgründung im Seebau wohl zu den erfahrensten und erfolgreichsten, sowie um die Fortentwicklung dieser Bauweise verdientesten Ingenieuren gezählt werden darf, in einem reich mit Abbildungen ausgestatteten Aufsatz in der „Schweiz. Bauzeitung“ v. J. (auch als Sonderdruck erschienen*), dem er den allgemeinen Titel „Die Hafen-Anlagen an der See“ gegeben hat. Er behandelt dort nach einer kurzen Einleitung über die gesteigerten Anforderungen, welche die Schifffahrt an die neuzeitigen Seehäfen stellt, und die damit gewachsenen Schwierigkeiten ihrer Ausführung, die zu neuen Baumethoden drängten, das wichtigste und in seiner Herstellung schwierigste Bauwerk, den Hafendamm. Gegenüber der älteren Baumethode der Herstellung eines dem Wellenangriff widerstehenden Mauerkörpers auf Steinschüttung, geschützt durch gewaltige Massivblöcke, deren Inhalt bei neueren Ausführungen bei künstlicher Herstellung auf 15, 20 und selbst 25 cbm gesteigert worden ist, gibt er einer Ausführung der Mole als bis in den festen Meeresgrund hinabgeführte Massivmauer den Vorzug. Diese Ausführungsweise hat er selbst erstmalig im Jahre 1883 im Hafen von La Pallice (La Rochelle) mit Hilfe einer besonders ausgebildeten

mit dem Verhältnis 7:3 von Sand zu Kies etwa zwischen 30–40 % unter denjenigen des Verhältnisses 1:1, und zwar übt hier die Verschiedenheit des Wassergehaltes und des Formmaterials auf den Festigkeitsunterschied keinen erkennbaren Einfluß aus, während bei den Jahresproben, soweit sie in Eisenform hergestellt sind, sich die Festigkeitsunterschiede mit wachsender Höhe des Wassergehaltes zu verringern scheinen.

Vergleichen wir die Werte der in Eisenform und in Holzform hergestellten Würfel eines Kiessand-Gemisches 1:1, so ergeben sich bei weichem und flüssigem Beton durchweg höhere Festigkeitswerte in der Holzform als in der Eisenform und bei der gerüttelten Form, die noch mehr Wasser abfließen läßt als die ruhig stehende Holzform, die höchsten Werte, und zwar in allen Altersstufen bis zu einem Jahr. (Dasselbe gilt übrigens auch für das Kiessand-Gemisch 7:3, wenn der eine mit (?) gekennzeichnete, aus der Reihe heraus fallende Wert ausgeschieden wird.) Der Einfluß des höheren Wassereinsatzes auf die Festigkeit bei dem flüssigen gegenüber dem weichen Beton macht sich auch bei den Holzformen noch bis zum Jahresalter in ungünstiger Weise bemerkbar.

Berechnet man das Mehr an Festigkeit der in Holzformen hergestellten Würfel in Prozenten der Festigkeit der in Eisenform hergestellten, so ergeben sich die folgenden Vergleichswerte:

III. Höhere Festigkeit der in Holzformen hergestellten Würfel in % der Festigkeit der in Eisenform hergestellten.

| Betonart | nach | | |
|--------------------|----------|----------|--------|
| | 28 Tagen | 45 Tagen | 1 Jahr |
| weich | + 16 % | + 15 % | + 14 % |
| weich, gerüttelt | + 38 „ | + 25 „ | + 14 „ |
| flüssig | + 5 „ | + 14 „ | + 9 „ |
| flüssig, gerüttelt | + 60 „ | + 60 „ | + 24 „ |

Reichen die Versuche auch nicht aus, um ein bestimmtes Gesetz im Verhältnis der Festigkeitswerte zwischen Holzform und Eisenform abzuleiten, so zeigen sie doch jedenfalls, daß die Festigkeit der in einer Eisenform hergestellten Würfel bei nassem Beton unter Umständen erheblich hinter der Festigkeit zurückbleibt, wie sie mit Mitteln erzielt werden kann, die dem Herstellungs- und Erhärtungs-Vorgang im Bau näher kommen, daß also eine Verbesserung des bisherigen Prüfungs-Verfahrens wünschenswert erscheint. Eine Gefahr für die Sicherheit der Bauwerke ist durch die Anwendung der eisernen Würfelform allerdings nicht gegeben, da ja die Versuchs-Werte unter der Bauwerksfestigkeit zu liegen scheinen. —

Fr. E.

Taucherglocke in Eisen mit Erfolg durchgeführt. Sie bedingt aber ein schrittweises Hochheben des Kaissons mit dem Fortschritt der Hochmauerung, es kommt also das frische Mauerwerk gleich mit dem Seewasser in Berührung und bei starkem Wellengang kommt es in den geringeren Tiefen in Gefahr der Beschädigung.

Bei der Ausführung des Hafens von Dieppe ersetzte Zschokke daher die Taucherglocke durch Eisenbeton-Kaissons, die im Trocknen erbaut und erhärtet, schwimmend an Ort und Stelle gebracht, bei Ebbe auf den Boden des Meeres abgelassen und unter Einführung von Druckluft in die Arbeitskammer bis zur erforderlichen Tiefe, unter gleichzeitiger Aufhöhung bis über Niedrigwasser, versenkt wurden. Die als zellenartige Hohlkörper ausgestalteten Blöcke besaßen i. Allg. 20 m Länge bei 8 m Breite und 8 m Höhe; die größten von ihnen am Molenkopf hatten 13,5 · 25 m Grundfläche. Die Zwischenräume zwischen den einzelnen Blöcken, die 2–4,5 m betrugen, wurden in sinnreicher Weise unter Zuhilfenahme von Verschlusschildern und Tauchern ebenfalls mit massivem, bis in den Untergrund hinabreichendem Mauerwerk ausgefüllt. So entstand nach Ausbetonierung der Kaissons ein einheitlicher Unterbau, auf dem dann über Niedrigwasser die obere Mauer errichtet werden konnte.

Bei den seit 1910 in Ausführung begriffenen Erweiterungsbauten des Hafens von Marseille wählte Zschokke zum Bau von Kaimauern in 12 m Wassertiefe, die zunächst ohne Schutz durch einen Wellenbrecher ausgeführt werden mußten, wieder ein anderes Verfahren. Hier sind die unter — 12 liegenden, also vom Wellenschlag nicht mehr berührten Fundamente in Betonschüttung mittels eiserner Taucherglocke in 12,5 m Breite in ein oder zwei Lagen, je nach der erforderlichen Tiefe, hergestellt und auf diesem durchlaufenden Fundament wurden schwimmend heran-

* Kommissions-Verlag von Rascher & Cie., Zürich. Pr. 1,50 M.

geschaffte Eisenbeton-Kaissons von 7,5 m Breite bei 30 m Länge und 12,6 m Höhe, also 2835 cbm Inhalt, ohne Anwendung von Luftdruck versetzt. Die Kaissons sind hier wieder als zellenartige Hohlkörper ausgebildet, mit Wandstärken, die von 25 auf 50 cm von oben nach unten zunehmen; sie wurden nach Versetzung auf dem Fundament mit Beton ausgefüllt. Die Schwimm-Kaissons werden in einem eigens zu diesem Zweck erbauten Trockendock hergestellt, das Platz für je 4 Stück bietet, von denen je 2 in vier Wochen fertig gestellt werden können, während die anderen zwei in dieser Zeit erhärten. Die Versetzung und Ausfüllung mit Beton an Ort und Stelle von 2 Kaissons erfordert ebenfalls 4 Wochen, sodaß also in jedem Monat 60 m Mauer fertig gestellt werden können. Die Fugen zwischen je 2 Kaissons konnten hier mit 0,6 m Weite ziemlich eng bemessen werden und wurden in einfacher Weise unter Zuhilfenahme von Tauchern gedichtet.

Die neueste Ausführung betrifft den Bau eines Trockendocks in Venedig, bei dem bei 12 m nutzbarer Tiefe die Gründungssohle bis auf 22 m unter Mittelwasser-Spiegel herab reicht. Der Boden-Aushub für die untersten beiden Meter und die Herstellung der Docksohle erfolgte mittels zweier Eisenbeton-Taucherglocken von 30 · 18 m Grundfläche. Ihre Höhe betrug 5,3 m, da die Glocke, ebenso wie die Eisenglocke von La Pallice, über der Arbeitskammer mit einer sogenannten Gleichgewichtskammer versehen war, die durch Einlassen von Wasser ein Absenken und durch Einblasen von Druckluft ein leichtes Anheben der Glocke und eine Entlastung der Aufhängevorrichtung ermöglicht. Die Beton-Zuführung zu den Beton-Schleusen erfolgte hier mittels 180 m weit gespannter Kabelbahn. Die Leistungsfähigkeit der ganzen Anlage war eine sehr hohe, es konnten in 20 Arbeitsstunden für den Tag 200 cbm Beton eingebracht werden; im Ganzen wurden in 13 m mittlerer Tiefe 140 000 cbm Beton unter Druckluft eingebaut. Der Aufbau der Seitenmauern des Docks erfolgte im unteren Teil mit kleiner Taucherglocke in Eisen, für den obersten Teil mit fertigen, von oben her versetzten Betonblöcken. —

Zu einem Schnellprüf-Verfahren für das Verhalten von Zementen gegenüber angreifenden Flüssigkeiten macht Dr.-Ing. H. Nitzsche, Frankfurt a. M. in No. 1/2 Jahrg. 1917 der Zeitschrift „Cement“ beachtenswerte Vorschläge. Das bisherige Verfahren, die Widerstandsfähigkeit von Zementen gegenüber Salzlösungen, Laugen, Säuren usw. festzustellen, indem Mörtelwürfel von 7 cm Kantenlänge oder Zerreiß-Proben in die betreffende Flüssigkeit eingelagert werden, erfordert eine zeitraubende, u. Umst. jahrelange Beobachtung, um zu sicheren Schlüssen zu gelangen. Diese Zeit etwa durch Anwendung konzentrierter Flüssigkeiten abzukürzen, empfiehlt sich nicht, da dann die Verhältnisse der Untersuchung zu sehr von denen der praktischen Anwendung abweichen. Nitzsche will den Vorgang aber dadurch beschleunigen, daß die Probekörper von der Flüssigkeit durchrieselt werden (ein Vorschlag, der gleichzeitig auch von anderer Seite gemacht ist). Das Verfahren ist dabei so ausgebildet, daß Treibererscheinungen an den Körpern beobachtet und auch gemessen werden können, daß die Körper ferner nachträglich auf Druck- (oder Biegezug-) Festigkeit geprüft werden können und daß die durchgerieselte Flüssigkeit aufgefangen wird, um sie später auf ihre Zusammensetzung zu untersuchen. Für die auf Druck zu prüfenden Körper schlägt er als Form die Verwendung eines 50 mm weiten, 120 mm

hohen Glaszylinders (Lampenzylinder) vor, der auf eine Glasplatte gestellt, 90 mm hoch mit der Mörtelmasse gefüllt wird. Dann wird ein Mundstück auf die Mörtel-Oberfläche aufgesetzt, das mit Schlauch mit einem kleinen Hochbehälter in Verbindung steht, der die in ihrer Wirkung zu untersuchende Flüssigkeit enthält. Das Mundstück wird durch Papierring vom Mörtel getrennt gehalten und durch Verfüllung des noch übrigen Teiles des Glaszylinders mit reinem Zement abgedichtet. Die Glasummantelung gewährleistet, daß das Rieselwasser den Körper seiner ganzen Länge nach durchströmt und unten aufgefangen werden kann; sie platzt infolge von Treibwirkung der Länge nach auf; mit Hilfe von einfachen Vorrichtungen nach Art der Le Chatelier'schen Nadelringe, von denen einer oder zwei um den Zylinder gelegt und mittels Gummiring festgehalten werden, läßt sich auch der Grad des Treibens meßbar verfolgen. Soll der Mörtelkörper auf Druck geprüft werden, so ist die Glashülle leicht zu entfernen. Zum Festigkeitsvergleich müssen natürlich ähnliche, gleichaltrige Mörtelkörper verwendet werden, die an der Luft oder in reinem Wasser erhärteten. Als Durchgangs-Geschwindigkeit empfiehlt Nitzsche eine solche, bei der etwa 50–100 ccm in der Stunde durchtropfen. Dem entspricht zweckmäßig ein Mischungsverhältnis zwischen 1:4,5–1:5,5, je nach Art des Sandes. Er empfiehlt ferner, um nicht zu große Hohlräume zu erhalten, welche sprengende Wirkungen verlangsamen, die durch Kristallbildungen eintreten, die Verwendung erdfeuchten Mörtels und schildert dann eingehender die Anordnung der Prüfungseinrichtungen in seinem Laboratorium. —

Literatur.

Erläuterungen mit Beispielen zu den Eisenbeton-Bestimmungen von 1916. Von Dr.-Ing. W. Gehler, ordentl. Prof. an der Techn. Hochschule zu Dresden. Berlin 1917. Verlag Wilh. Ernst & Sohn. Preis geh. 2,60 M.

Die kleine Schrift (76 S. 8^o) stellt im engen Anschluß an die deutschen Eisenbeton-Bestimmungen und ihrer Einteilung genau folgend (ohne jedoch den vollen Wortlaut wiederzugeben) gewissermaßen einen ganz knapp gefaßten Leitfaden des Eisenbetonbaues dar, der die wichtigsten praktischen, theoretischen und rechtlichen Fragen kurz erörtert und alle die Punkte eindeutig festzulegen sucht, die bei dem knappen Wortlaut der Bestimmungen zu verschiedenen Auslegungen und Handhabungen führen können. Hinweise auf die einschlägige Fachliteratur, namentlich die Versuche des deutschen Ausschusses, welche die Grundlage der neuen Bestimmungen gebildet haben, Vergleiche mit den früher geltenden Bestimmungen, Erläuterungen durch Beispiele aus der Praxis und Zahlenbeispiele, wo diese das Verständnis erleichtern, ergänzen die Ausführungen in zweckmäßiger Weise. Längere Jahre in der Praxis des Eisenbetonbaues stehend, als Mitglied des „Deutschen Ausschusses für Eisenbeton“, der die Bestimmungen aufgestellt hat, und als Mitglied des Sonderausschusses, der mit der eigentlichen Ausarbeitung betraut war, erscheint der Verfasser zur Zusammenstellung dieser „Erläuterungen“ besonders berufen. Die klaren, leicht verständlichen Ausführungen, die zunächst für Studierende berechnet waren und dann erweitert worden sind, geben eine gute Einführung in das Wesen der neuen Bestimmungen und werden sowohl dem entwerfenden und ausführenden Ingenieur wie dem nachprüfenden Beamten von Wert sein. —

Fr. E.

Verein Deutscher Portland-Cement-Fabrikanten (E. V.).

Tagesordnung der vierzigsten ordentlichen Generalversammlung

am Mittwoch, den 28. Februar 1917, vorm. 10 Uhr im Vereinshause des „Vereins Deutscher Ingenieure“ zu Berlin.
1. Begrüßung der Anwesenden durch den Vorsitzenden. 2. Festvortrag des Hrn. Direktor Dr. C. Goslich-Züllchow i. Pom.: Werdegang des Vereins Deutscher Portland-Cement-Fabrikanten in 40 Jahren. 3. Erstattung des Jahresberichts durch den Vorsitzenden, Hrn. Dir. Dr. Müller-Rüdersdorf. 4. Erstattung des Kassenberichts durch den Kassierer des Vereins, Hrn. Dir. P. Siber-Stettin-Bredow. 5. Wahl der Rechnungsprüfer gemäß § 12 der Satzungen. 6. Vorstandswahl gemäß § 4 der Satzungen. 7. Bericht über die Tätigkeit des Vereinslaboratoriums, erstattet durch Hrn. Dr. F. Framm-Karlshorst. 8. Wahlen zum Verwaltungsrat des Vereinslaboratoriums. 9. Bericht über die Tätigkeit der Zentralstelle, erstattet durch Hrn. Reg.-Baumstr. Dr. Riepert-Charlottenburg. 10. Wahlen zum Kuratorium der Zentralstelle. 11. Verschiedenes.

Kalkberge (Mark), im Februar 1917.

Der Vorstand des Vereins Deutscher Portland-Cement-Fabrikanten (E. V.). Dr. Müller, Vorsitzender.

Inhalt: Eisenbeton - Konstruktionen der Wasserkraft-Anlage Oberried. — Zur Berechnung des kontinuierlichen Balkens auf elastisch drehbaren Pfeilern. — Einfluß der Eisenform auf das Festigkeitsergebnis der Würfelprobe bei nassem Beton. — Vermischtes. — Literatur. — Verein Deutscher Portland-Cement-Fabrikanten. (E. V.) —

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin. Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselen in Berlin. Buchdruckerei Gustav Schenck Nachflg. P. M. Weber in Berlin.

DEUTSCHE BAUZEITUNG

MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-
CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

14. Jahrgang 1917.

NO 4.

Eisenbeton-Konstruktionen der Wasserkraft-Anlage Oberried.

Von Bernhard Kuntze, Ingenieur der Firma Brenzinger & Cie. in Freiburg i. Brg. (Schluß.)



um Schluß seien noch einige Angaben über die konstruktive Ausbildung und Berechnung der Zuleitung und des Eisenbeton-Steigschachtes gemacht.

Die Anordnung des Zuleitungskanales geht aus Abbildung 9 u. 10 a. f. S. im Quer- und Längsschnitt hervor. Er besitzt 1 m Lichtweite und 1,25 m lichte

Höhe. Der 10 cm starke Boden ist zwischen die 20 cm starken, als Tragbalken ausgebildeten Seitenwände gespannt. Eine geschlossene Decke, die auch zugleich ein Begehen des Kanales während des Betriebes ermöglicht, ist zur Aussteifung auf die ganze Länge angeordnet. Der Zugang zum Inneren des Kanales erfolgt durch mit L-Eisen-Falzen bewehrte Einsteig-Öffnungen, die mit Eisenbeton-Platten abgedeckt sind. In den Eisenbeton der Seitenwände wurden gleich Schraubenbolzen einbetoniert zur Befestigung der in Abbildung 10 erkennbaren Holzverkleidung.

Die Kanalwände sind v. M. z. M. Unterstützungs-Pfeiler 10 m weit gespannt und auf jedem zweiten Pfeiler durch eine Dehnungsfuge getrennt. Die eine liegt unmittelbar am Anschluß an den Turm, die beiden anderen sind auf dem zweiten und vierten Pfeiler vorgesehen. Ihre Ausbildung bietet Interesse und ist in Abbildung 11 für die Kanalwände und in Abbildung 12 a. f. S. für den Boden im Längsschnitt dargestellt, während aus Abbildg. 9 die Anordnung im Grundriß für die Wandfugen hervorgeht. Es sind danach zwischen

den Enden des Kanales, die im Boden stumpf abgeschnitten sind, in den Seitenwänden falzartig ineinander greifen, 4 cm weite Fugen angeordnet, die durch S-förmige Kupferstreifen überbrückt werden, die beiderseits in die Kopf-Enden des Leitungsbetons eingreifen und hier eingelassene Splinte umfassen. Die Fugen sind mit Asphaltmasse ausgegossen und durch eine wasserdichte Putzschicht überdeckt, in die ein Drahtgewebe eingelegt ist. Die Putzschicht übergreift die Fuge um einige Zentimeter und ist dann selbst durchschnitten. Sie schleift mit ihrem auf das nächste Leitungsfeld übergreifenden Teil auf Blechstreifen. Die Fuge im Putz ist ebenfalls mit Asphaltmasse ausgegossen.

Diese Anordnung hat sich in 2 1/2 jährigem Gebrauch durchaus bewährt und trotz der großen Tem-



Abb. 14. Standrohr vor der Umhüllung. Ausführung Brenzinger & Cie. in Freiburg i. Brg.

Der Boden des Zuleitungskanals ist als 1,2 m weit gespannte freitragende Platte berechnet. Bei 1 m Wassertiefe beträgt daher das Moment

Die Stärke des Bodens wurde reichlich mit 10 cm angenommen und als Bewehrung wurden für 1 m Länge 10 Stück Rundeisen von 7 mm Durchm., mit senkrecht dazu angeordneten Druckverteilungsstäben von 5 mm Durchm., gewählt.

Die Kanalwände sind als Balken von 10 m Stützweite berechnet, da sie aber, wie schon bemerkt, über 2 Felder ohne Dehnungsfuge durchlaufen, ist das Moment zu $\frac{pl^2}{10}$ angenommen wor-

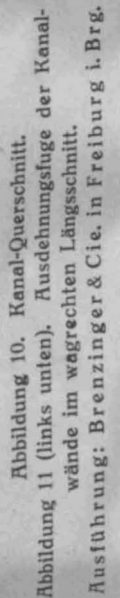


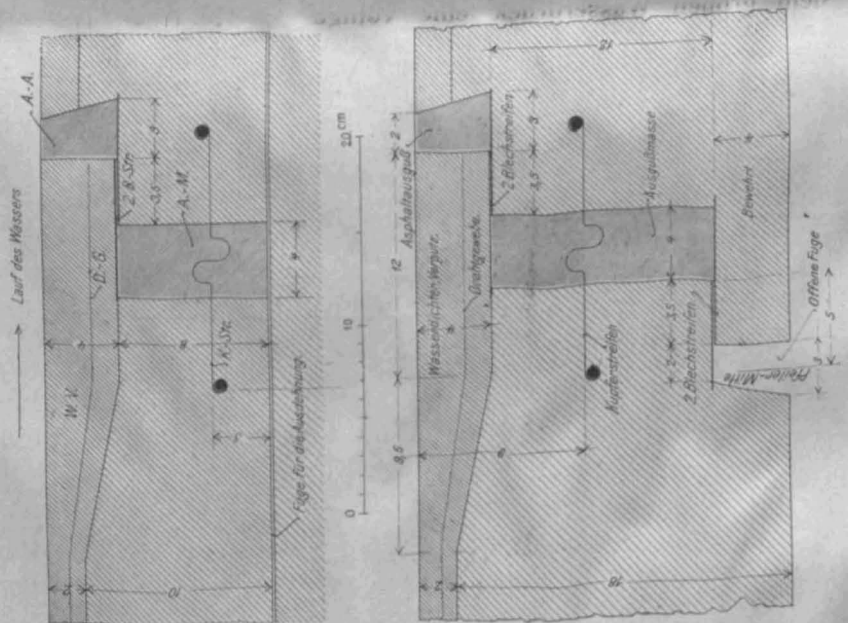
Abbildung 9 (oben). Bewehrung der Wände des Zuleitungs-Kanales.

Abbildung 12 (links oben). Ausdehnungsfluge des Kanalsbodens im Längsschnitt.



Wandauflager bei einer Dehnungsfuge

Lauf des Wassers



den. Die Belastung auf 1 m Länge berechnet sich dann wie folgt:

Wände: $2 \cdot 1,35 \cdot 1 \cdot 0,2 = 0,54 \text{ cbm}$ Inhalt
Boden: $1 \cdot 1 \cdot 0,1 = 0,10 \text{ " "}$
Decken: $1,7 \cdot 1 \cdot 0,1 = 0,17 \text{ " "}$

Gesamt-Inhalt auf 1 m 0,81 cbm.

Gesamt-Inhalt auf 1 m 0,81 cbm.
Eigengewicht also: $0,81 \cdot 2400 = 1944 \text{ kg/m}$
 $800 \text{ kg} = 136 \text{ " "}$

| | |
|---|----------------|
| Eigengewicht also: $0,81 \cdot 2400$ | = 1944 kg |
| Gewicht der Holzverkleidung $0,17 \text{ cbm zu } 800 \text{ kg}$ | = 136 " " |
| Hierzu Wasserfüllung $1 \cdot 1 \cdot 1000$ | = 1000 " " |
| | <u>3080 kg</u> |

Hierzu Wasserfüllung $1 \cdot 1 \cdot 1000$ $\quad \quad \quad = 1000 \text{ kg.}$
Gesamt Gewicht auf $1 \text{ m} = 3080 \text{ kg.}$

Auf eine Seitenwand entfällt demnach ein $q = \frac{3080}{2} = 1540 \text{ kg}$ und

es ist das Moment: $M = \frac{1540 \cdot 10^2}{10} \cdot 100 = 1\,540\,000 \text{ kgcm.}$

Die Anordnung der Bewehrung ist aus Abbildungen 9 und 10 ersichtlich. In jede Wand sind in der Zugzone 9 Rundisen von

je 15 mm Durchm. in 2 Lagen übereinander eingelegt, von denen je 4 an den Enden aufgebogen sind; in der Druckzone liegen 2 Eisen von ebenfalls je 15 mm Durchm. Die beiden Eisen-Einlagen sind durch Bügel von 7 mm Stärke in 20 cm Abstand miteinander verbunden, die zugleich dazu dienen, die durch Windkräfte erzeugten Zugspannungen aufzunehmen. Außerdem sind in die Wände noch in wagrechter Richtung Verteilungseisen von 5 mm Durchm. eingelegt.

Das Eisenbeton-Rohr des Steig-Schachtes, das durch die Ummauerung gegen äußere Einwirkungen und Kräfte geschützt ist, wurde auf inneren Wasserdruck untersucht und hierbei wurden alle Zugkräfte der ringförmigen Wandbewehrung allein zugewiesen. Die Anordnung dieser Bewehrung geht aus Abbildung 13 hervor.

Der Wasserdruck p ist gleich der Wasserhöhe h in Tonnen. Der Halbmesser des Rohres bis Mitte Wand beträgt im unteren Teil 1 m und dieses Maß ist auch für die Berechnung der oberen Teile beibehalten, in denen er infolge der von 0,25 auf 0,20 und 0,15 m abnehmenden Wandstärke tatsächlich nur 0,75 und 0,90 m beträgt. Die in der Ringbewehrung auftretende Zugspannung ist dann $Z = r \cdot h = 1 \cdot h t = 1000 h \text{ kg}$ und es ergaben sich dann die rechts oben stehenden Zugspannungen und Bewehrungen in den Höhen-Abschnitten des Rohres.

Außerdem sind auf 1 m Rohrumfang noch je 8 Stück je 8 mm starke Rundeisen in lotrechter Richtung eingelegt, die außer zur Druckverteilung auch zur Aufnahme der geringen in der Rohrwandung auftretenden Längskräfte mit beitragen.

Besondere Sorgfalt mußte auf die Verankerung des konischen Uebergangsstückes der eisernen Druckrohr - Leitung mit dem Steigrohr gelegt werden, um bei dem großen Wasserdruck eine völlige Dichtigkeit zu erzielen. Beide Flanschen wurden durchbohrt und, wie Abbildung 13 zeigt, wurde sowohl die Ring- wie die Längsbewehrung über den Konus hinweg geführt und mit diesem gut verankert. Außerdem wurde der ganze Uebergang voll einbetoniert.

Auch der Raum unter dem bogenförmigen Teil des Rohres bis zur Fundamentplatte ist voll ausbetoniert, sodaß ein kräftiger Sockel entstanden ist. Dadurch ist neben einer guten Ueberleitung der rd. 530 t betragenden Auflast auf die Fundamentplatte auch ein sichereres Auflager für das Rohr geschaffen worden. Die Fundamentplatte hat 0,6 m Stärke erhalten und ist mit 8 mm Eisen kreuzweise bewehrt. Die Beanspruchung des tragfähigen Untergrundes

Spannungen und Bewehrungen im Standrohr:

die obersten 5 m, $Z_{\max} = 5000 \text{ kg}$, $f_e = 10 \text{ Stck. von } 8 \text{ mm } \Phi \text{ auf } 1 \text{ m}$

| | | | | | |
|-------------|-----------|--------|--------|--------|--------|
| 5—7,5 m, | " = 7500 | " = 10 | " = 10 | " = 10 | " = 10 |
| 7,5—10 m, | " = 10000 | " = 13 | " = 10 | " = 10 | " = 10 |
| 10—12 m, | " = 12000 | " = 11 | " = 12 | " = 10 | " = 10 |
| 12—14 m, | " = 14000 | " = 13 | " = 12 | " = 10 | " = 10 |
| 14 m—Sohle, | " = 16000 | " = 13 | " = 13 | " = 10 | " = 10 |

beträgt nicht über 1,55 kg/qcm.

In Abbildung 14, S. 25 ist noch ein Bild des Steig-schachtes vor der Umhüllung wiedergegeben. —

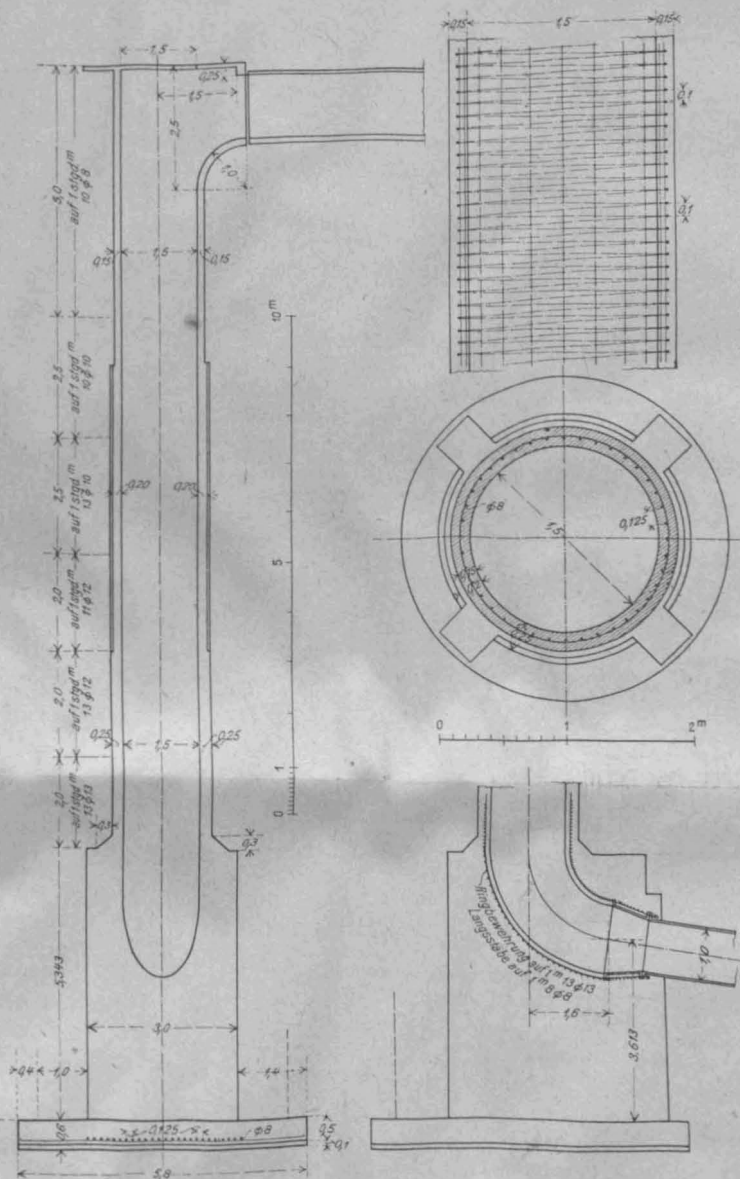


Abbildung 13. Ausbildung des Standrohres.
Ausführung: Brenzinger & Cie. in Freiburg i. Brg.

Eisenbeton-Konstruktionen vom Bau der deutschen Bücherei zu Leipzig.

Ausführungen der A.-G. Dyckerhoff & Widmann, Niederlassung Dresden, und Rud. Wölle zu Leipzig.

(Schluß aus No. 2.)

II. Eisenbeton-Ausführungen des Zementbau-geschäftes Rud. Wölle in Leipzig.



Für den mit der Front am Deutschen Platz gelegenen 120 m langen Hauptbau hat die Firma Rud. Wölle in Leipzig die gesamten Eisenbeton-Konstruktionen ausgeführt. Der Eisenbeton fand hier als tragendes Gerippe in allen 8 Geschossen, Keller-, Sockel-, Erd-, I—IV. Obergeschoß, vergl. den Querschnitt Abbildung 22 a. f. S. durch den rd. 12 m tiefen Flügelbau, Anwendung (vergl. auch den Grundriß

Abbildung 1 in No. 1) und zwar meist in den einfachen Formen der Plattenbalken-Decke.

Erst in den oberen Geschossen, in welchen sich die Bücher- und Zeitschriftenspeicher erstrecken, boten sich dem Ingenieur statisch anregendere Aufgaben. Es mußten dort wegen der die Geschoßhöhe voll ausnützenden eisernen Büchergestelle besonders niedrige Balkenhöhen angestrebt werden. Bei einer Stützweite von 11,5 bzw. 13,5 m der die ganze Gebäudetiefe überspannenden Balken war diese Bedingung nicht zu erfüllen. Die Anordnung von Stützen hätte die Austeilung der Büchergestelle beeinträchtigt; es blieb daher nur der Ausweg, durch Hängesäulen die notwendigen Stützpunkte für die weit gespannten Balken zu schaffen. Die Hängesäulen rei-

schnitt Abbildung 22 a. f. S. durch den rd. 12 m tiefen Flügelbau, Anwendung (vergl. auch den Grundriß

chen durch das IV. Obergeschoß und Dachgeschoß hindurch und geben ihre Last auf die Rahmenbinder des Daches ab. In den halbkreisförmig vor die Front vorspringenden Seitentürmen wurden sogar zwei Decken aufgehängt.

Die als Zweigelenrahmen berechneten Dachbinder tragen außer diesen, von den Hängesäulen herrührenden Einzellasten von $16,5^t$, noch das $8,8^m$ hohe spitze Dach, die Decke über dem Dachgeschoß und den auf alle Elemente wirkenden Winddruck,

ersichtlich ist. Diese übertragen durch den schrägen Stiel und durch ihren wagrechten Riegel auf ihre Auflager Horizontalschübe von 45 und $37,4^t$. Auch hier erfolgte die Berechnung als Zweigelenrahmen mit verschiedenen hoch liegenden Auflagerpunkten. Zur Aufnahme des vom Riegel ausgeübten Schubes mußte in Höhe der Turmdecke ein wagrechtes Sprengwerk angeordnet werden (vergl. Abbildung 24). Dieses überträgt die Schübe durch die als Druck- und Zugstreben wirkenden Balken B_1 , B_2 und B_3 auf das

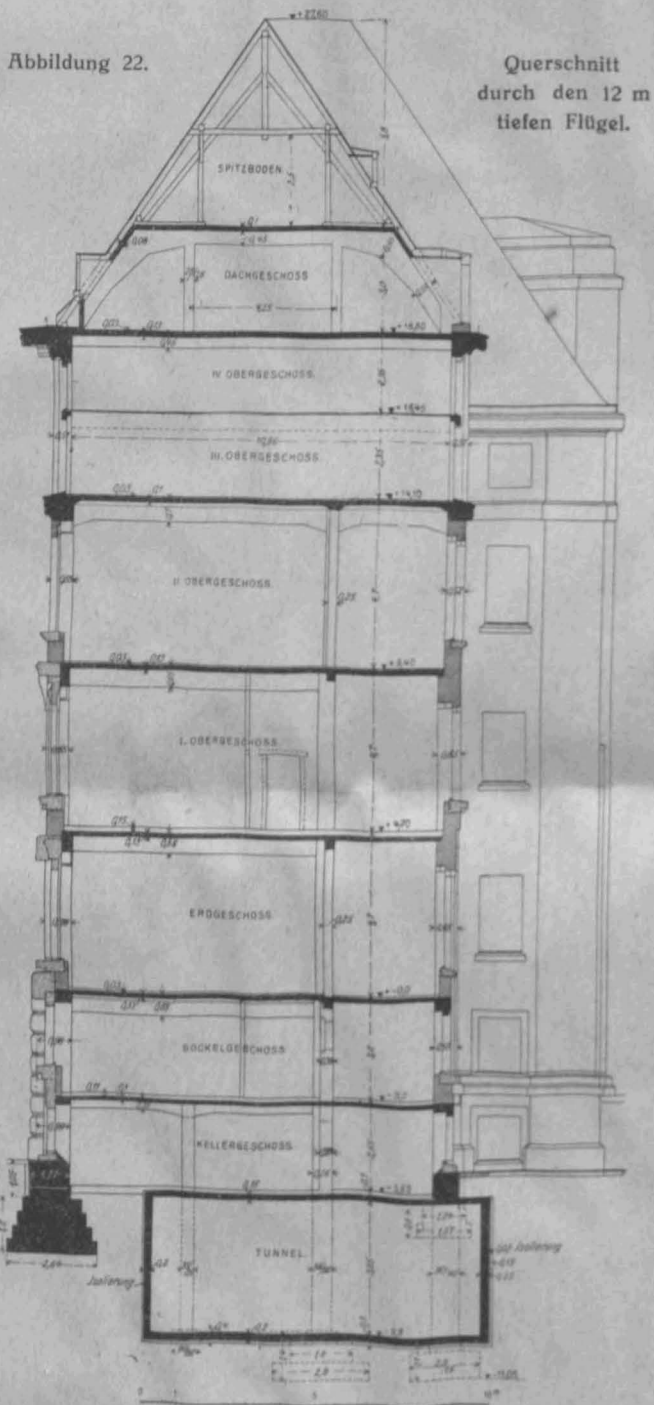


Abbildung 22.

Querschnitt durch den 12 m tiefen Flügel.

Eisenbeton-Konstruktionen der Deutschen Bücherei zu Leipzig.

Ausführungen:
Rud. Wölle
in Leipzig.

Abbildung 25. Schematische Darstellung der Tragkonstruktion im III. und IV. Obergeschoß.

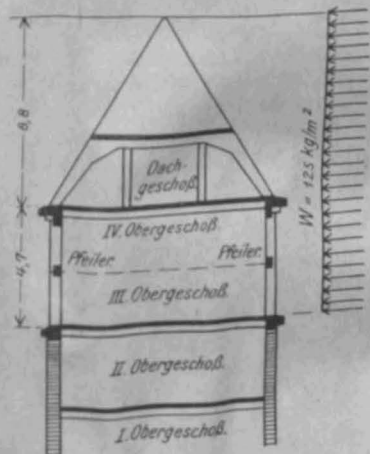


Abbildung 28. Anordnung der Bücher-Gestelle im III. u. IV. Obergeschoß.

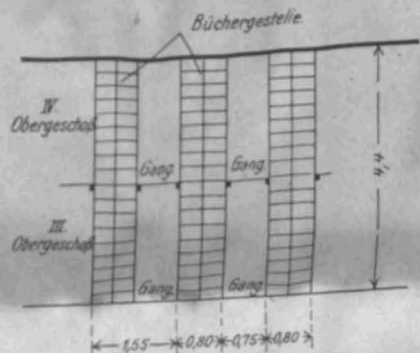


Abb. 24. Schematische Darstellung der Verstärkung im Dachgeschoß des Treppenturmes zur Aufnahme des Schubes der einhüftigen Dachbinder daselbst.

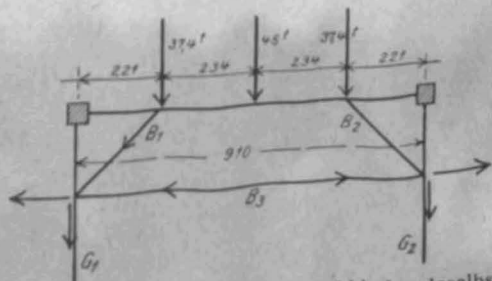


Abb. 29. Ausdehnungsfuge in einer senkrechten Außenwandfläche. (Vergl. Abb. 30.)

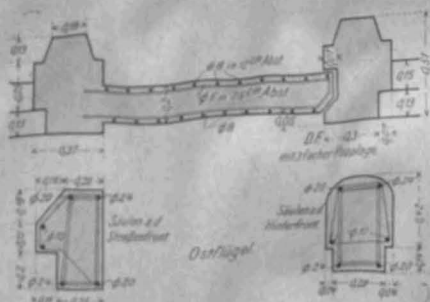


Abbildung 26. Frontstützen-Formen im III. und IV. Obergeschoß.

Erklärung zu Abbildung 22:
Schwarz: Eisenbeton; geschlossen schraffiert: Ziegel-Mauerwerk; durchbrochen schraffiert: Werkstein.

zusammen $60-70^t$. Sie erhalten dementsprechende Abmessungen. (Vergl. den Schnitt Abbildung 22). Der von diesen Dachbindern erzeugte Horizontalschub von $26-35^t$ wird von den mit als Zuganker wirkenden Deckenbalken über dem IV. Obergeschoß aufgenommen.

Im Mittelbau (vergl. Grundriß und Schnitt Abbildungen 1 und 2 in No. 1) entstehen durch die Anlehnung des Dachgeschosses an den Turm einhüftige Dachbinder, wie aus dem Grundrißteil Abbildung 23

kräftige Dachgesims G_1 und G_2 . Dort wird sie durch die Reibung und Verankerung zwischen Gesims und Mauerwerk aufgenommen.

Die Zweiteilung des Gebäudes in den bis zum II. Obergeschoß reichenden, die Verwaltungs-Gebäude enthaltenden Teil und in die darüber befindlichen Bücher-Magazine wird dadurch zum Ausdruck gebracht, daß sich die bisher geschlossene Ansicht vom II. Obergeschoß aufwärts in 132 schlanke Eisenbeton-Säulen in $1,6^m$ Abstand auflöst, wodurch die

Bücherspeicher eine Fülle von Licht erhalten. Diese Aufbaues und waren deshalb einer besonders scharfen Pfeiler bilden den tragenden Teil des gesamten Dach- fenen Durchrechnung in Bezug auf die großen lotrech-

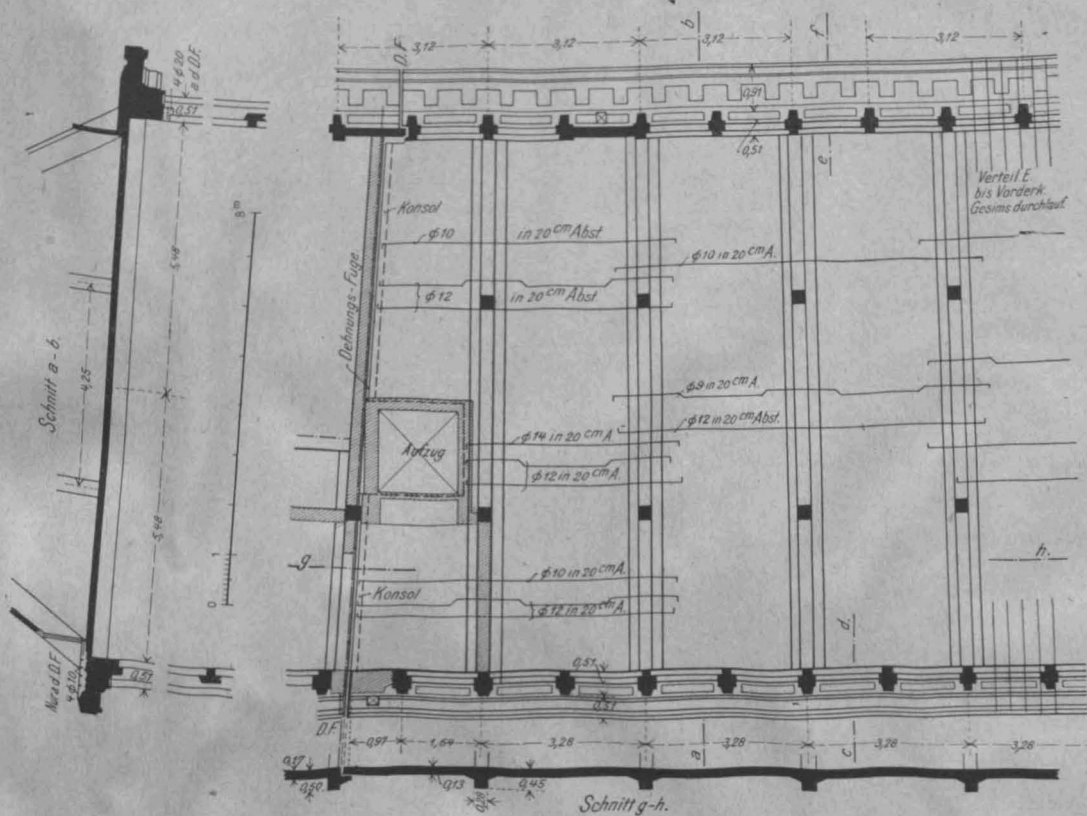


Abbildung 30. Anschluß des Flügels an den Mittelbau mit Ausdehnungsfuge in Wand und Decke. IV. Obergeschoß.

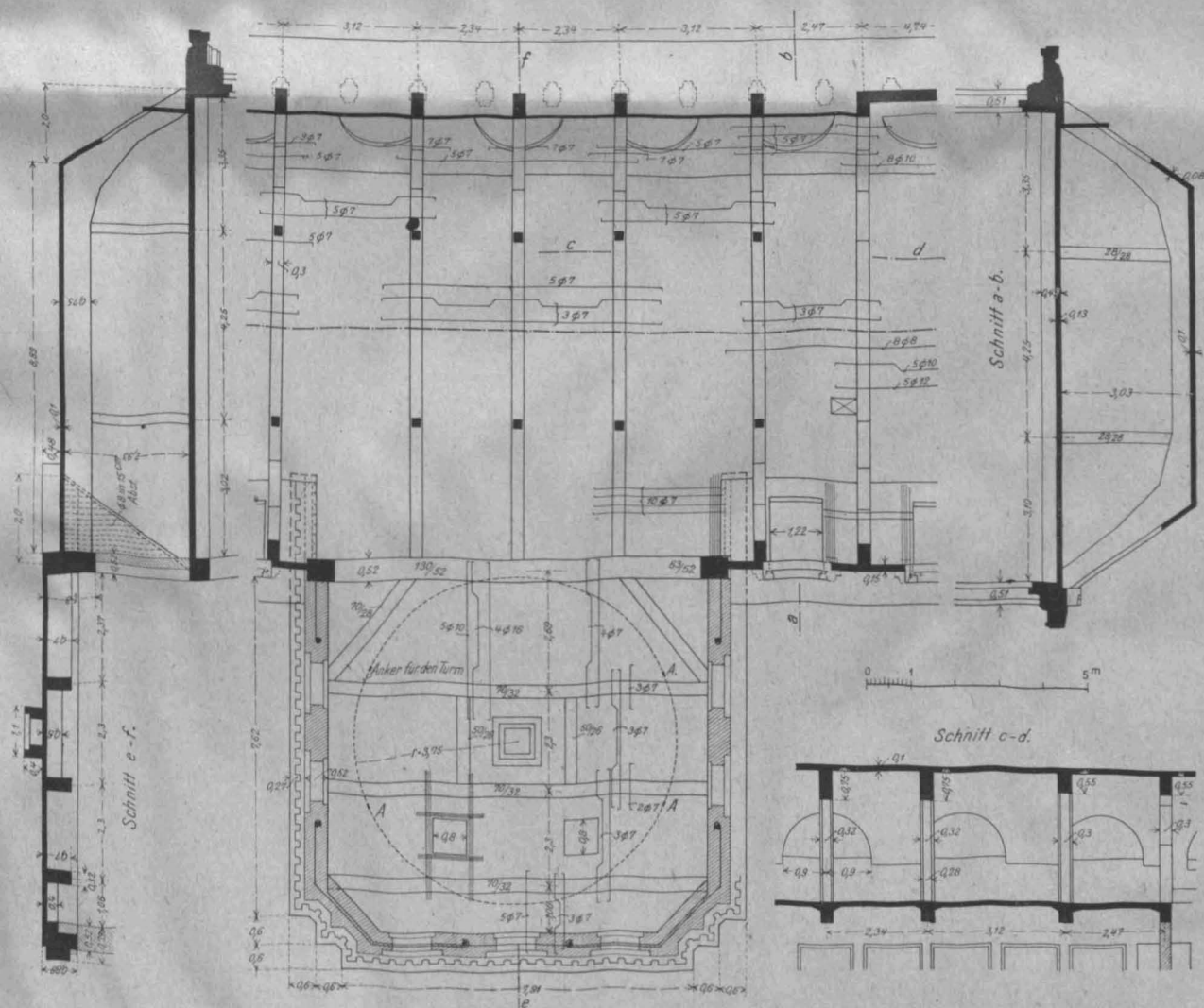


Abbildung 23. Decken-Grundrißteil des IV. Obergeschosses im Mittelbau mit Treppenturm.

ten und wagrechten Kräfte zu unterziehen. Der Winddruck auf das 8,8 m hohe Dach und auf den unterhalb desselben sich erstreckenden 4,7 m hohen Frontteil, Abb. 25, also auf 13,5 m Höhe, wurde mit 125 kg/qm eingesetzt. Der Fuß der Pfeiler wurde dabei in die Deckenkonstruktion über dem II. Obergeschoß und besonders in das dort befindliche kräftige Gesims eingespannt gedacht. Naturgemäß entstehen in dem nur 51 · 37 cm großen, durch Einsprünge und Aussparungen noch verkleinerten Pfeiler-Querschnitt (in den Abbildungen 26 und 27 sind auch einige Pfeiler-Schnitte dargestellt) beträchtliche Zug- und Druckspannungen, welchen durch eine entsprechende kräftige Bewehrung Rechnung getragen werden mußte. Als bemerkenswerter Konstruktionsteil ist weiter noch das etwa 1 m weit ausladende und weit über 1 m hohe, auf den schlanken Pfeilern aufruhende Eisenbeton-Hauptgesims zu erwähnen. (Vergl. Abbildg. 27 hierunter.)

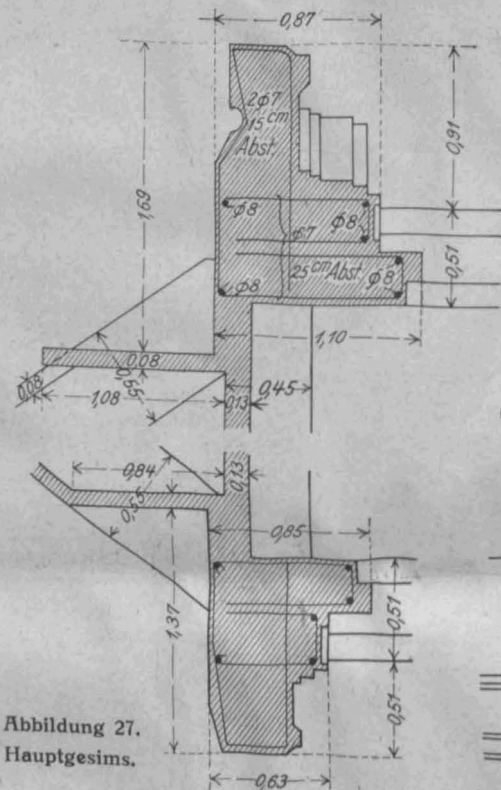


Abbildung 27.
Hauptgesims.

Die Nutzlasten waren im ganzen Gebäude ziemlich hoch. Sie betragen auf der Kellerdecke 1800 kg/qm, auf der Sockelgeschoßdecke 400–800 kg/qm, über dem Erdgeschoß 800 kg/qm, über dem I. und II. Obergeschoß (unter den Bücherspeichern) 1500 kg/qm, in den Gängen 400 kg/qm, über dem Sitzungssaal des II. und III. Obergeschosses 800 kg/qm, sonst 1500 kg/qm, über dem IV. Obergeschoß 800 kg/qm, über dem Dachgeschoß als Nutzlast des Spitzbodens 150 kg/qm.

Die mit 1500 kg/qm angegebene Nutzlast unter den mit Büchern vollgefüllten Magazinen wurde in genauer Weise durch die Bauleitung der Deutschen Bücherei ermittelt. Es wurden Wägungen von 1 cbm Bücher vorgenommen und das Gewicht der Bücher mit 650 kg/cbm im Mittel festgestellt. Da die Bücher-Gestelle eine Tiefe von $2 \cdot 0,4 = 0,8$ m aufweisen, die Gänge zwischen denselben 75 cm breit sind, ergab sich die Last auf einen 1,55 m breiten Deckenstreifen folgendermaßen: Die nutzbare Höhe der Bücher-Gestelle beträgt nach Abb. 28 a. S. 28 4,4 m. Es ist also: Gewicht der Bücher: $4,40 \cdot 650 \cdot 0,8 = 2280$ kg

Nutzlast in 2 übereinander angeordneten Gängen von 75 cm Breite
 $75 \text{ kg} \cdot 0,75 \cdot 2 = 112$

$2392 : 1,55 = 1540$ kg/qm. Gerechnet wurde mit 1500 kg/qm.

Der Ermittlung der inneren Kräfte wurden die Beanspruchungen $\sigma_b = 40$ kg/qm und $\sigma_s = 1000$ kg/qm zugrunde gelegt. Bei der Berechnung der Schubspannung wurde die Bestimmung über den zulässi-

gen Höchstwert nicht engherzig aufgefaßt, sondern mit Rücksicht auf die der Architektur wegen oft begrenzten Querschnitte einiger Spielraum gewährt. Bei der Berechnung der Stützen wurde im Dach-, IV., III., II. Obergeschoß $\sigma_b = 35$ kg/qcm, im I. Obergeschoß $\sigma_b = 40$ kg/qcm, im Erdgeschoß $= 45$ kg/qcm und in dem Sockel- und Keller-Geschoß $= 50$ kg/qcm als Höchstwert zugelassen. Die Bodenpressung durfte nirgends 2,5 kg/qcm übersteigen.

Da die Bücherei bekanntlich nach Ausbau aller ihrer Erweiterungen einen Fassungsraum von 10 Mill. Büchern aufweisen soll und die schon heute großzügigen Verkehrs-Einrichtungen zur schnellen Herbeischaffung jedes gewünschten Buches aus den Speichern an die verschiedenen Benutzungsstellen noch mehr ausgedehnt werden sollen, wurde schon jetzt für eine unterirdische Bahn eine in Eisenbeton ausgeführte Tunnelanlage angeordnet. Der Tunnel-

Querschnitt beträgt im Lichten 1,7/3,85 m. Die Wände haben einem durch Erd- und Druck nebst Auflast hervorgerufenen seitlichen Druck stand zu halten.

Grundwasser kommt nicht in Frage. (Vergl. den Querschnitt Abb. 22.)

Neben Massivdecken wurden in den unteren Geschossen Viktoria-Hohlsteindecken zur Anwendung gebracht. Sie wurden in Gängen und überall dort, wo auf Schalldämpfung besonderes Gewicht gelegt wurde, angeordnet. Eine schalldämpfende Wirkung wurde aber auch durch die besonders sorgfältig gewählten Fußböden erzielt. Sie bestehen aus einer 4–5 cm starken,

auf der Eisenbetondecke aufliegenden Sandschicht mit Asphaltpappe No. 3 darüber. Darauf liegt in einem 1,5 cm starken Mörtelbett eine Ziegelflachschiicht in Zementmörtelfugen und darüber endlich als eigentlicher Fußbodenbelag Kork-Estrich und Linoleum. Die Asphaltpappe wird dabei in den Wänden und Säulen bis Pflasteroberkante hochgezogen. Dort, wo der Fußboden schwächer ausgeführt werden sollte, fiel das Sandbett fort. Die Pappe wurde unmittelbar auf den Beton verlegt.

Die lange Gebäudefront von 120 m machte es notwendig, Dehnungsfugen anzuordnen. Sie liegen am zweckmäßigsten am Anschluß der Flügel an den Mittelbau. Hier ließ sich die Fuge architektonisch und konstruktiv am leichtesten unterbringen. Es ist selbstverständlich, daß die Fugen durch alle getroffenen Bauteile, also durch die Dachhaut, durch alle Gesimse, lotrechten Eisenbetonwände und Decken durchgeführt wurden. Aus Abb. 29 und 30, S. 28 u. 29, ist die Ausbildung zu erkennen. Von einer Ausbildung von Dehnungsfugen im Ziegelmauerwerk wurde absichtlich abgesehen, da es sehr kräftig und in Kalkmörtel gemauert ist.

Trotzdem der größte Teil des Bauwerkes während des Krieges ausgeführt und vollendet wurde und infolgedessen mannigfaltige Schwierigkeiten, besonders in der Arbeiterfrage, zu überwäligen waren, konnte der Bauteil der Firma Rudolf Wolle, etwa 13000 qm Decken, in rund 18 Monaten durchgeführt werden. —

Neue Lösung des Erddruckproblems.

Von Dr.-Ing. Paul Müller in Dortmund.

In No. 2 der „Mitteilungen“ teilte Hr. Dr.-Ing. Färber unter obiger Ueberschrift ein seiner Ansicht nach neues Verfahren zur Ermittlung des Erddruckes mit, zu dem ich Folgendes bemerke:

Zunächst glaube ich nicht, daß die Methode völlig neu ist, da ich sie bei einer Ausschreibung der Stadt Stettin im Mai v. J. in deren Verdingungs-Unterlagen, selbstverständlich ohne Beweisführung, angewendet fand.

Ihrer Kürze und großen Uebersichtlichkeit wegen verdient sie aber allgemeiner bekannt zu werden. Nachstehend daher noch einige Ergänzungen:

Zunächst möge der von Hrn. Dr. Färber nicht mitgeteilte Beweis hier folgen:

Aus dem Kräftedreieck (siehe Abbildung 1) folgt

$$\cos \varphi = \frac{E}{T_B}; E = T_B \cdot \cos \varphi \dots \dots \dots \text{I)}$$

Ferner liefert das Dreieck 012 bzw. 032 die Beziehung

$$\sin \gamma_B = \frac{12}{G_B} \text{ und } \sin (\gamma_B - \varepsilon) = \sin \varphi = \frac{23}{Q'}$$

bezogen auf die natürliche Böschungsgerade, die Größe des Flüssigkeitsdruckes ergibt, die Beziehung

$$\frac{x}{y} \cdot \frac{h^2}{2} \cdot g = \sqrt{x^2 + y^2},$$

$$\text{oder nach } x \text{ aufgelöst } x = y^2 \sqrt{\frac{1}{g \cdot \frac{h^4}{4} - y^2}},$$

worin g das spezifische Gewicht der Flüssigkeit darstellt.

Für $y = \frac{h^2}{2} \cdot g$ wird $x = \infty$, d. h. die Kurve verläuft

asymptotisch zu einer im Abstande $\frac{h^2}{2} \cdot g$ zur Abszissen-Achse parallelen Geraden. Die Größe des Flüssigkeits-

Druckes beträgt somit $W = \frac{h^2}{2} \cdot g$.

In Polarkoordinaten ausgedrückt, hat die Funktion folgenden Wert:

$$r = \frac{h^2}{2} \cot \varphi \cdot g$$

Für $\varphi = 45^\circ$ wird $\cot \varphi = 1$;

demnach $r = \frac{h^2}{2}$, d. h. die

Summe der auf diesen Strahl vereinigten Gewichte der einzelnen Teilprismen muß gleich dem Gewicht des Gesamtprismas von gleichschenkelig rechtwinklig dreieckiger Grundfläche mit der Kathetenlänge h und der Höhe 1 sein, wie durch die graphische Konstruktion bewiesen.

Die Reibung zwischen Stützwand und dem Hinterfüllungsmaterial läßt sich, wie folgt, berücksichtigen:

Abbildung 1.

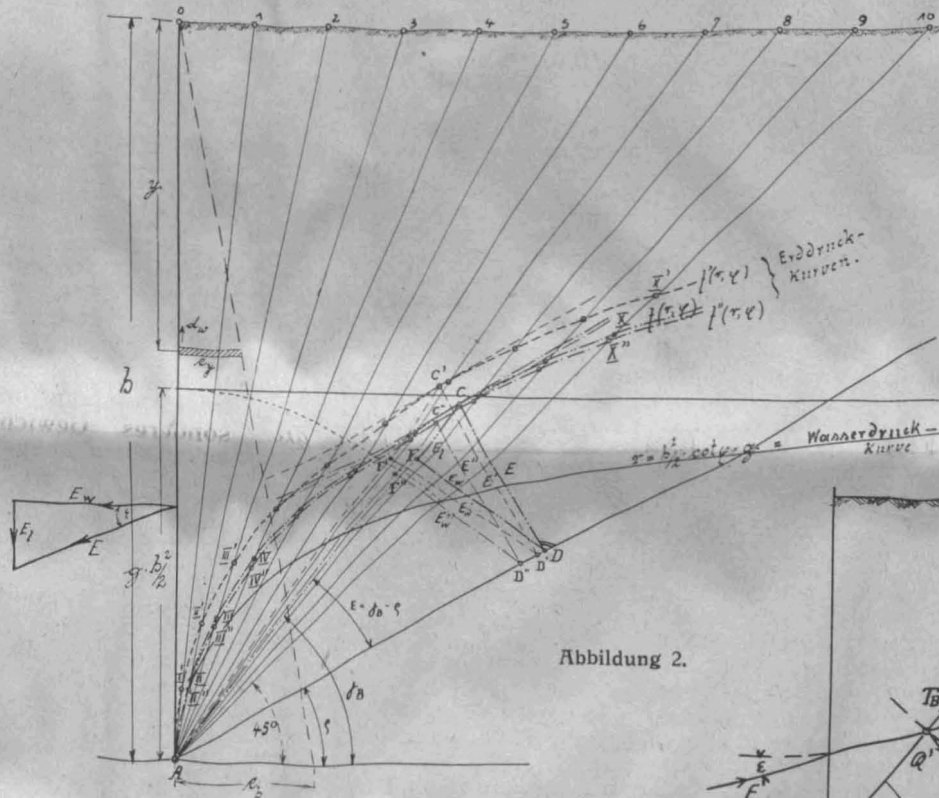
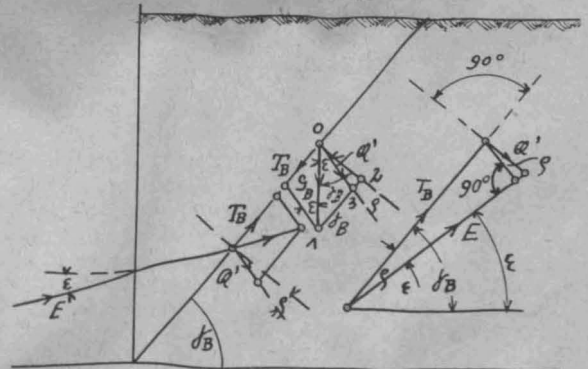


Abbildung 2.



Nun ist $T_B = 12 - 23$; oder

$$T_B = G_B \cdot \sin \gamma_B - Q' \sin \varphi \dots \dots \dots \text{II)}$$

Aus Gleichung I) und II) folgt

$$E = (G_B \sin \gamma_B - Q' \sin \varphi) \cos \varphi \dots \dots \dots \text{III)}$$

Ferner ist $\cos \gamma_B = \frac{02}{G_B}$ und $\cos \varphi = \frac{02}{Q'}$

Demnach $\cos \gamma_B \cdot G_B = Q' \cos \varphi$

$$Q' = \frac{\cos \gamma_B}{\cos \varphi} \cdot G_B \dots \dots \dots \text{IV)}$$

Setzt man den Wert für Q' aus Gleichung IV in Gleichung III ein, so folgt

$$E = G_B \left(\sin \gamma_B \cdot \cos \varphi - \frac{\cos \gamma_B}{\cos \varphi} \cdot \sin \varphi \cdot \cos \varphi \right)$$

$$E = G_B (\sin \gamma_B \cos \varphi - \cos \gamma_B \cdot \sin \varphi)$$

$$E = G_B \cdot \sin (\gamma_B - \varphi) = G_B \cdot \sin \varepsilon$$

Diese Beziehung ist aber auch unmittelbar aus dem durch die Konstruktion für die Größe des Erddruckes E gewonnenen Dreieck ACD abzulesen.

Der Grenzübergang des Erddruckes zum Flüssigkeitsdruck liefert als Gleichung der Kurve, deren Größtwert,

Bezeichnet man mit E_w die wagrechte Seitenkraft des mit Berücksichtigung der Reibung auftretenden gesamten Erddruckes auf eine senkrechte Wand von der Höhe h und der Tiefe 1, mit ψ den Reibungswinkel zwischen Wand und Erde, so wirkt als Gewicht der ersten Lamelle der Wert $G_{A01} - E_w \cdot \tan \psi$.

Bekanntlich beträgt nämlich die auf ein Wandteilchen von der Höhe dy wirkende Reibung dw , wenn die spez. Erddruckpressung an dieser Stelle e_y ist:

$$dw = e_y \cdot \tan \psi; \text{ oder die gesamte Reibung}$$

$$W = \int_0^h dw = \tan \psi \int_0^h e_y dy = \tan \psi \cdot E.$$

Bei dreieckförmiger Verteilung des Erddruckes über die Wandfläche ist $e_y = \frac{y}{h} \cdot e_h$; und folglich

$$W = \tan \psi \int_0^h \frac{y}{h} e_h \cdot dy = \tan \psi \frac{e_h \cdot h}{2}$$

Da die Größe des Erddruckes E_w von vorn herein

unbekannt ist, ermittelt man zunächst den Wert E_{ω}' , d. h. die wagrechte Erddruck-Seitenkraft ohne Berücksichtigung der Reibung zwischen Wand und Erde. In Abbildung 2 ist die zugehörige Kurve gestrichelt gezeichnet. Mit diesem Wert E_{ω}' korrigiert man das Gewicht der ersten Lamelle bzw. die Summengewichte der übrigen Lamellen und findet eine zweite Kurve, die naturgemäß unterhalb der ersten liegt. Der sich hierbei ergebende Wert E_{ω}'' dient wieder zur Verbesserung der Lamellen-Gewichte. Man findet eine dritte Kurve zwischen den beiden ersten und mit ihr einen neuen Wert E_{ω} .

Literatur.

Vorlesungen über Eisenbeton. Von Dr.-Ing. E. Probst, odentl. Prof. an der Techn. Hochschule in Karlsruhe. I. Bd. 8°, 558 S. mit 171 Textabbildungen. Berlin 1917. Verlag Julius Springer. Preis geb. 18 M. —

Das auf den Umfang von 2 Bänden berechnete Werk war in seinem jetzt vorliegenden I. Band, wie Verfasser im Vorwort mitteilt, bereits im Juli 1914 druckfertig, nur der Kriegausbruch hat sein Erscheinen damals verhindert. Seit Kriegsbeginn im Felde stehend, hat sich Verfasser dann doch entschlossen, die Arbeit, wie sie vorlag, heraus zu geben. Das erklärt, daß einige der neuesten wichtigen Forschungs-Ergebnisse — so die Bach'schen Versuche mit rings aufliegenden Platten — keine Berücksichtigung mehr finden konnten.

Was den Umfang und die Verteilung des Stoffes anbetrifft, so umfaßt der I. Band die Grundlagen für die Beurteilung und Bewertung der besonderen Eigenschaften des Eisenbetons und für seine statische Berechnung, während der II. Band einige typische durchgearbeitete Beispiele aus dem großen Anwendungsgebiet des Eisenbetons enthalten soll. Seinem Charakter nach will das Buch ein Leitfaden sein zum Studium des Eisenbetons, entsprechend dem derzeitigen Standpunkt der wissenschaftlichen Forschung. Das Schwergewicht ist dabei auf die Besprechung und Auswertung der Versuchs-Ergebnisse gelegt, um den engen Zusammenhang zwischen Theorie und Versuchsforschung klar zu stellen, der bei dem Eisenbeton in weit höherem Maße hervor tritt, als bei anderen, homogenen Baustoffen. Die theoretische Behandlung ist dann nur soweit durchgeführt, um den gangbaren Weg zu einer auf den Versuchs-Ergebnissen aufgebauten, genügende Sicherheit bietenden Berechnung zu zeigen. Bezugnahmen auf behördliche Bestimmungen usw. sind dabei vollständig vermieden, statische Fragen, die nicht im engsten Zusammenhang stehen mit der Eigenart des Eisenbetons, sind unberücksichtigt geblieben. Die ganze Behandlung des Stoffes stellt gewissermaßen ein Programm dar, wie Verfasser sich die Gestaltung einer fruchtbringenden Einführung in den Eisenbetonbau an den technischen Hochschulen denkt, der im engsten Zusammenhang mit den statischen Versuchen im Ingenieur-Laboratorium stehen sollte.

Im ersten Abschnitt, grundlegende Fragen, werden zunächst die Eigenschaften der zum Eisenbeton verwendeten Stoffe, Beton und Eisen, ausführlicher als das sonst in den Lehrbüchern des Eisenbetons zu geschehen pflegt, erörtert. Die Vorzüge des für Eisenbeton schon aus praktischen Rücksichten allein in Frage kommenden weichen Betons, werden dabei auch für reine Betonbauten dem Stampfbeton gegenüber gestellt. Ein für die richtige Bewertung des Eisenbetons besonders wichtiger Unter-Abschnitt ist derjenige, der das Zusammenwirken von Beton und Eisen behandelt. Die Wirkung der Haftfähigkeit zwischen Eisen und Beton, deren Bedeutung auf das richtige Maß zurück geführt wird, die Längenänderungen und dadurch entstehenden Spannungen beim Erhärten von Eisenbeton, die Dehnungsfähigkeit von Beton und Eisenbeton und die Bedeutung der Wasserflecke sind die wichtigsten Fragen, die hier erörtert werden. Besonders eingehend befaßt sich der Verfasser hier mit der Frage der Dehnungsfähigkeit, die ein charakteristisches Beispiel dafür bietet, mit welcher Vorsicht die Auswertung wissenschaftlicher Versuche für theoretische Zwecke erfolgen muß. Es wird hier die ganze Entwicklung von den Considère'schen Versuchen mit ihren überraschend großen, weit über die Dehnungsfähigkeit des reinen Betons hinausgehenden Verlängerungen bis zu den neuesten Forschungen vorgelührt, die feststellen, daß die Dehnungsfähigkeit des Betons an sich durch die Eiseneinlagen nicht erhöht, sondern nur die Dehnungs-Verteilung über den ganzen Körper geändert wird, sodaß sich aus diesen Erscheinungen keine Vorteile für die Berechnung, wenn auch gewisse praktische

Dieses Verfahren kann beliebig oft wiederholt werden, bis genügende Uebereinstimmung zwischen Annahme und Endergebnis erzielt wird. Meist genügen 3 Kurven.

In dem dargestellten Beispiel ergibt sich für den wagrechten Erddruck bei $h=10\text{ m}$; $\varphi=30^\circ$; $\psi=20^\circ$; $g=1,8\text{ t/m}^3$ und wagrechter oberer Begrenzung des Erdkörpers ohne Reibung $E_{\omega}' \approx 24,2\text{ t}$, in erster Annäherung $E_{\omega}'' \approx 21\text{ t}$, in zweiter Annäherung $E_{\omega} \approx 21,5\text{ t}$.

In ganz ähnlicher Weise läßt sich der Einfluß einer schrägen vorderen Begrenzung des Erdkörpers durch schräg stehende Stützmauern ermitteln. —

Vorteile hinsichtlich der Sicherheit gegen Rißbildung ziehen lassen. Den Beschluß bilden kurze Ausführungen über die Konstruktions-Elemente.

Der zweite Hauptabschnitt umfaßt die Grundlagen der statischen Berechnung. Achsialer Zug und Druck, der allgemeine Fall der Biegung für rechteckige Balken und solche von T-förmigem Querschnitt, die Berechnung der Normal- und Schubspannungen im Eisenbetonquerschnitt, Biegung mit achsialem Druck, einige Worte über ein graphisches Verfahren zur Spannungsermittlung, sowie eine eingehendere Darstellung der Mittel zur Bestimmung der zulässigen Spannungen im Beton und im Eisen in einem Bauwerk bilden den Gegenstand der Betrachtungen, denen sich dann noch eine Anzahl von Rechnungsbeispielen anschließen, die aus der Praxis herausgegriffen sind. Auch hier wird fortlaufend Bezug genommen auf die bezüglichen Versuche, unter denen sich auch verschiedene des Verfassers selbst befinden, bei denen ferner das In- und Ausland, mit einer gewissen Vorliebe auch namentlich Amerika, berücksichtigt sind. Auf Einzelheiten können wir nicht eingehen, doch sei kurz erwähnt, daß bei Berechnung der umschnürten Säulen Verfasser zu einer Formel kommt, die der Bildung der früheren preußischen Formel, aber mit $n=10$ entspricht, daß er sich bezüglich der Knickberechnung nicht der Verwendung der Euler'schen Formel, sondern den neueren Bach'schen Versuchen und Entwicklungen anschließt. Bei der Berechnung der Normalspannungen legt Verfasser nach Untersuchung der tatsächlichen Spannungs-Verhältnisse geradlinige Begrenzung der Spannungsfläche, aber verschiedene Neigung der Linien für Zug und Druck gegen die neutrale Achse, entsprechend den verschiedenen großen Elastizitätsmodulen für Zug und Druck, zugrunde und betrachtet zwei Belastungsstadien, von denen das eine vor dem Auftreten von Rissen, das andere zwischen dem Auftreten der ersten Risse und dem Bruch liegt. Die Belastungen werden, vom allgemeinen Fall des doppelt bewehrten Querschnittes ausgehend, unter und ohne Mitwirkung des Beton-Zugquerschnittes durchgeführt.

In einem dritten Hauptabschnitt schließlich sind noch Untersuchungen an durchlaufenden Eisenbeton-Trägern und -Platten behandelt. Die ersteren betreffen eigene, in Dresden durchgeführte Versuche des Verfassers, und es ist hier die ältere bekannte Veröffentlichung (H. Scheit & E. Probst, Verlag J. Springer 1912) einfach eingefügt. Sie liefern einen interessanten Beitrag zur Frage, wie weit durchlaufende Eisenbeton-Konstruktionen denselben Gesetzen wie solche aus homogenem Stoff folgen. Die letzten Ausführungen betreffen die in Amerika, namentlich aus wirtschaftlichen Gründen beliebten trägerlosen, nach mehreren Richtungen bewehrten Eisenbetonplatten, die auch bei uns neuerdings in den Kreis der Betrachtungen gezogen worden sind. Dieser Abschnitt gliedert sich nicht recht organisch in den Rahmen des Werkes ein, namentlich, da die neueren Versuchsergebnisse über allseitig aufgelagerte Platten sonst nicht behandelt werden.

Das in seiner Darstellung sehr klare, mit vortrefflichen Abbildungen ausgestattete Werk, das die Vorzüge und die Schwierigkeiten, die der Eisenbeton bietet, ohne Voreingenommenheit zu würdigen sucht und bis zu dem Zeitpunkt, an dem es abgeschlossen wurde, eine erschöpfende Uebersicht über die wichtigsten Ergebnisse der neueren Forschung auf diesem Gebiet gibt, diese kritisch auswertet und für die theoretische und praktische Behandlung ausnutzt, erscheint zu einer Einführung und einem tieferen Eindringen in das Wesen des Eisenbetons in ganz besonderem Maße geeignet. — Fr. E.

Inhalt: Eisenbeton-Konstruktionen der Wasserkraft-Anlage Oberried. (Schluß). — Eisenbeton-Konstruktionen vom Bau der deutschen Bücherei zu Leipzig. (Schluß). — Neue Lösung des Erddruckproblems. — Literatur. —

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin.
Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselen in Berlin.
Buchdruckerei Gustav Schenck Nachf. P. M. Weber in Berlin.

DEUTSCHE BAUZEITUNG

MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-
CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

14. Jahrgang 1917.

№ 5.

Die Bedeutung der Stufenfilter und die Erweiterung des Wasserwerkes der Stadt Magdeburg.

Vom Geheimen Baurat Peters, Stadtbaurat in Magdeburg.



Die Wasserversorgung der Stadt Magdeburg beruht auf Entnahme des gesamten Trink- und Gebrauchswassers aus dem Elb-Strom. Die Pläne der Stadtverwaltung, die seit 1859 bestehende Wasserwerks-Anlage auf dem linken Ufer der Stromelbe im Süden von Buckau zwecks größtmöglicher Vervollkommen der Filter-Vorkehrungen zur Gewinnung eines einwandfreien Trinkwassers immer weiter auszubauen, wurden gegenwärtig zu ihrem endgültigen Abschluß gefördert, da ein „Los von der Elbe“ sich bisher nicht hat verwirklichen lassen, obwohl es an Anstrengungen seit 1902 nicht gefehlt hat, die Fluß-

wasser- durch eine Grundwasser-Versorgung, wenn nicht zu ersetzen, so doch zu ergänzen. Ueber die Untersuchungen zur Erschließung eines Grundwasserstromes im Fiener Bruch ist auch in der „Deutschen Bauzeitung“ mehrfach berichtet worden. Die Verhandlungen mit den Grundstücks-Besitzern scheiterten damals hauptsächlich an den ganz erheblichen Entschädigungs-Ansprüchen, sodaß seinerzeit das bis zur Anstellung eines unmittelbaren Pumpversuches gediehene Unternehmen aufgegeben werden mußte. Späterhin sind auch Vorarbeiten zum anderweiten Grundwasserbezug aus weit größerer Nähe zur Stadt Magdeburg angestellt worden, die gleichfalls zum Nachweis für die Möglichkeit der Beschaffung eines ausreichenden und ladellosen Wassers geführt haben. Bei dieser Sachlage mußte das

Werdegang des Vereins Deutscher Portland-Cement Fabrikanten in 40 Jahren.

Nach dem Vortrag von Dir. Dr. Goslich-Züllchow i. P., gehalten auf der 40. General-Versammlung des Vereins zu Berlin 1917.



Wirtschaftliche Fragen waren es, die ursprünglich zum Zusammenschluß der Zement-Fabriken führten, im weiteren Verlauf bestimmen dann wissenschaftliche und technische Fragen fast allein die Verhandlungen und Arbeiten des Vereins, bis dann heute wieder wirtschaftliche Bestrebungen, allerdings anderer Art, hervortreten.

Am 27. Januar 1877 traten 31 Zement-Fabriken mit zus. 2,5 Mill. Faß Erzeugung auf Anregung von Dr. Delbrück-Stettin am Schluß der Hauptversammlung des Ziegler-Vereins zum „Verein Deutscher Cement-Fabrikanten“ zusammen. Die meisten Fabriken waren Mitglieder des erstgenannten Vereins, in welchem vorwiegend Ringofen-Fragen erörtert wurden, an denen ja auch die Zementleute ein gewisses Interesse hatten, im Uebrigen fanden aber dort die besonderen Forderungen der Zement-Industrie nur geringes Verständnis.

Vor allem waren es die unerquicklichen Verhältnisse bei der Lieferung und bei der Prüfung des Zements bei der Abnahme, die dringend einer Regelung bedurften. Ursprünglich hatte die Stettiner Zement-Fabrik Lossius & Delbrück den Zement verpackt in 4 Ztr.- oder 200 kg-Fässern geliefert, aber jüngere Fabriken hatten, namentlich durch Zementhändler veranlaßt, angefan-

gen, immer kleinere Fässer bis zu 120 kg herab herzustellen, oder sie lieferten 4 Ztr.-Fässer, d. h. englische Zentner, mit nur 180 kg. Da der Zement nach Fassern und nicht nach Gewicht gehandelt wird, kam der Verbraucher dabei oft zu kurz. Schlimm stand es ferner bei der Abnahme und Prüfung des gelieferten Zementes. Jeder Baumeister hatte seine eigene Prüfungsmethode, während die Fabriken vielfach ihre eigene Methode als allein zulässig für ihr Erzeugnis erklärten, so daß sich Schwierigkeiten und Streitigkeiten aller Art daraus ergaben. Diesen beiden Mißständen abzuweichen, war das erste Ziel des neu gegründeten Vereins, dessen erster Vorstand sich zusammensetzte aus den Herren: Dr. Delbrück, Heyn-Lüneburg, Rudolf Dyckerhoff, Meyer-Stettin, Bernoully-Wildau und Dr. Aron als Schriftführer.

Als erste Aufgabe wurde die Aufstellung von Normen zur einheitlichen Lieferung von Portland-Zement in Angriff genommen in Gemeinschaft mit dem „Architekten-Verein zu Berlin“, dem „Verein Berliner Baumarkt“ und dem Ziegler-Verein. Sie wurden, nicht ohne teilweisen Widerspruch aus den eigenen Reihen der Portland-Zement-Industrie, aufgestellt, kurzer Hand herausgegeben, dann dem preuß. Minister für Handel und Gewerbe, dem das Bauwesen damals unterstand, überreicht und im bauenden Publikum in 21000 Exemplaren verbreitet und zur Anwendung empfohlen. Die Zugprobe mit reinem Zement nach 28 Tagen Wasserlagerung wurde damals als die Hauptprobe festgesetzt und als Nebenprobe wurde die Prüfung im Mischungsverhältnis 1:3 aufgestellt. Noch aber fehlte eine klare Angabe über den

vorhandene Flußwasserwerk notwendigerweise dauernd beibehalten und derart verbessert werden, daß alle Einrichtungen dem inzwischen fortgeschrittenen Standpunkt der Filtrations-Technik entsprachen. Dabei ist allerdings zu berücksichtigen, daß zur Beseitigung oder wesentlichen Minderung der das Wasser verunreinigenden unorganischen Stoffe, die aus den Abgängen der industriellen Anlagen des Mansfelder Bergbaues und der Kaliwerke der Provinz Sachsen und des Herzogtums Anhalt herrühren, bisher die Technik gänzlich versagt hat! Dagegen ist es gelungen, die organischen Bestandteile bis fast zur völligen Keimfreiheit des Trinkwassers zu entfernen.

Aus der Vorgeschichte des Wasserwerkes der Stadt Magdeburg, deren Wasserversorgung mit der Vollendung der Erweiterungsbauten nunmehr, wie gesagt, zu ihrem durchaus befriedigenden Endergebnis gelangt ist, mögen diese Mitteilungen genügen. Die Erweiterung der Anlagen der Schnell- und Langsam-Sandfilter, sowie der Reinwasserbecken braucht nicht weiter erläutert zu werden, zumal sie auf besondere Eigenart ihrer Eisenbeton-Konstruktion nicht Anspruch erheben können und in ganz ähnlicher Weise auch bei anderen auf dem Filterungs-Verfahren beruhenden Wasserwerks-Anlagen vorkommen. Ihre Anordnung ergibt sich übrigens aus dem Lageplan, Abb. 1, der die Gesamt-Anlage des Magdeburger Wasserwerkes in ihrer jetzt erfolgten Vervollständigung, und zwar zu dem voraussichtlich wohl endgültigen Abschluß der Erweiterungsbauten, erkennen läßt.

Ein besonderes und größeres Interesse verdienen aber die Stufenfilter, die auch als ein bemerkenswertes Beispiel für die vorgeschrittene Technik der Beton- und Eisenbeton-Bauweise angesehen werden dürfen.

Die bisherigen Maßnahmen zur Vorreinigung des Rohwassers, bestehend in großen Absitzbecken, behufs selbsttätiger Ablagerung der Schmutzstoffe, reichten nach Lage der Dinge in keiner Weise mehr

aus. Die kostbaren Feinsandfilter versagten bei der immer mehr gesteigerten Inanspruchnahme, und es mußte zu einer zwangsweisen Vorklärung geschritten werden. Nach eingehender Ueberlegung, Besichtigung der Wasserwerke in Paris und Le Mans und Einziehung von Auskünften anderer Stadtverwaltungen entschloß man sich zur Einrichtung eines neuen Reinigungs-Verfahrens, das bis jetzt in Deutschland noch nicht zur Anwendung gelangt ist. Es wurde das System der Kaskaden-Filterung der Baufirma Puech-Chabal in Paris gewählt.

Ein erstes und zwar offenes Stufenfilterwerk nach Konstruktion des französischen Bauingenieurs Chabal wurde zur Ausführung gebracht, das sich seit Juni 1909 einwandfrei bewährt hat. Damit konnte der Beweis geführt werden, daß das Flußwasser, das zur Wasserversorgung von Städten, bisher nach allgemeiner Anschauung als ungeeignet erachtet wurde, durch das entsprechend ausgebildete und vervollkommnete Filterungs-Verfahren unbedenklich für Trinkwasserzwecke beibehalten werden kann. Durch intensive Vorklärung, die eine Entfernung aller sichtbaren Schmutzteile aus dem Rohwasser bewirkt, wird das tatsächlich in überraschender, dabei höchst einfacher Weise erreicht. Auf den terrassenartig angeordneten Filtern, bei denen vier Stufen hintereinander liegen, fließt das Wasser in Ueberfällen zwischen den einzelnen Becken und findet dabei Gelegenheit, den bei dem Durchgang durch das Filtermaterial verloren gehenden Sauerstoff immer wieder zu erneuern. Das hierdurch stark vorgereinigte Rohwasser wird, nachdem es die Stufenfilter durchlaufen hat, auf Vor- oder Schnell-Sandfilter geleitet, welche es mit vier bis fünfmal größerer Geschwindigkeit durchfließt, als das bei den eigentlichen Feinsand- oder Langsamfiltern der Fall ist. Letztere dienen alsdann nur noch für das Endverfahren der letzten Säuberung von übrig gebliebenen Schmutzteilen und zur Befreiung von Keimen, die bekanntlich nach Vorschrift des Reichsgesundheitsamtes im

zu dieser Prüfung zu verwendenden Sand. Allmählich rang sich die Erkenntnis durch, das es Quarzsand sein müsse, daß er ferner stets aus derselben geologischen Formation stammen müsse, daß er vor Verwendung zu waschen, zu trocknen und zu sieben sei.

Der Handelsminister setzte eine aus den Hrn. Reuleaux, Wiebe, Hagen, Hobrecht u. A. bestehende Kommission zur Prüfung der Normen ein, zu der die Hrn. Dr. Delbrück und Rud. Dyckerhoff zugezogen wurden. Diese erklärte sich im Wesentlichen einverstanden, nur wurde die im ersten Entwurf auf nur 8 kg/qcm festgelegte Sandfestigkeit auf 10 kg erhöht. Zement mit höherer Festigkeit sollte Anspruch auf höheren Preis haben. In dieser Fassung wurden die Normen vom Handelsminister angenommen, auch die übrigen preuß. Ministerien und andere Bundesstaaten schlossen sich an. Auch das Ausland übernahm die deutschen Normen, so Oesterreich, Dänemark, Schweden, ja sogar England. Der unlautere Handel mit kleinen und kleinsten Fässern hörte aber zunächst noch nicht auf, es dauerte Jahre, bis das 180 kg-Faß, das sich am meisten eingebürgert hatte, als Normalfaß erklärt wurde. An sich ist zu bedauern, daß man das Normalfaß nicht auf 200 kg festlegte, was zu unserem ganzen heutigen System, den Waggonladungen usw., an sich besser gepaßt hätte. Auf Antrag des Vereins wurde durch den Handelsminister die kgl. Prüfungs-Station für Baumaterialien in Berlin als geeignet erachtet, in Streitfällen zwischen Verbrauchern und Lieferanten als Obergutachter zu gelten, wobei die Normen als Richtschnur zu dienen hatten.

Schon i. J. 1880 wird über Treib- und Schwindrisse verhandelt und auf den Unterschied derselben hingewiesen. Dr. Schumann weist nach, daß die Ursache der letzteren nicht in fehlerhafter chemischer Zusammensetzung des Zementes zu suchen seien, sondern in Spannungen, die durch ungleiches Austrocknen des Zementes an der Oberfläche und im Inneren entstehen. Die Perkussions-Schwindrisse, die kürzlich so großes Aufsehen erregten, spielten also schon vor 37 Jahren eine Rolle, wenn auch in anderer Form.

I. J. 1882 tritt die Schlacken-Mischfrage erstmalig auf. Es machte sich eine Fabrik Vorwohle durch sprunghafte Vermehrung ihrer Erzeugung bemerkbar und man kam bald dahinter, daß sie nach dem Brennen Schlacke

zusetzte. Einer außerordentlichen General-Versammlung vom 6. Juli 1882 gegenüber behauptete sie, damit den Zement zu verbessern, während sie tatsächlich wertlose glasse Schlacke zumischte — die später von den Eisenhüttenleuten zugesetzten Schlacken haben bekanntlich dem Portland-Zement ähnliche Eigenschaften, da sie durch Granulieren mehr oder weniger aufgeschlossene Kieselsäure enthalten. Die Versammlung faßte den folgenden Beschluß: die Zumischung minderwertiger, fremder Körper zum Portland-Zement nach dem Brennen desselben ist als Verfälschung anzusehen, wenn beim Verkauf dieser gemischten Ware nicht kenntlich gemacht wird, daß ein solcher Zusatz sich im Zement befindet. Der Kampf zog sich noch einige Jahre hin, bis schließlich 1885 eine Erklärung durch 55 Fabriken erlassen wurde, daß jede nicht kenntlich gemachte Zumischung nach dem Brennen als Betrug zu betrachten sei. Sie stimmten ferner zu, daß der Ausschluß von Mitgliedern aus dem Verein, die den Zement in dieser Weise mischen würden, öffentlich erfolgen könne.

In mühevoller Arbeit, gestützt auf unendliche Prüfungsreihen, wurde nun das Prüfungsverfahren weiter ausgebildet, bis man zu den heute benutzten, zweckmäßigen Gerätschaften kam. Bei diesen Arbeiten wurde dann auch die Druckprobe und ihr Verhältnis zur Zugprobe herangezogen, bis sich die Druckprobe schließlich als Hauptprobe durchsetzte, da sie leichter durchführbar ist, zuverlässigere Werte liefert und der Anwendungsweise des Zementes in der Praxis besser entspricht. Bis vor einigen Jahren ist dann noch dauernd an den Normen gearbeitet worden, ohne eine wesentliche Aenderung zu bringen, bis schließlich die Einführung der Luft-Erhärtung, oder richtiger gesagt der „kombinierten Erhärtung“, ein ganz neues Moment in die Normen brachte und die Druckprobe nun als die maßgebende hingestellt wurde, neben der die Zugprobe nur noch als eine Ergänzung geduldet wird.

Die Normen waren es aber nicht allein, die den Verein beschäftigten, vielmehr befaßte er sich auch mit der Verbesserung der Fabrik-Einrichtungen bezüglich der Aufbereitung und Trocknung, des Brennens und

(Fortsetzung Seite 37.)

Endfiltrat die Zahl von 100 im cm^3 nach zweitägiger Entwicklung der Kolonien nicht übersteigen dürfen, was auch durchaus und zwar selbst unter den ungünstigen Verhältnissen der Elbe-Verschmutzung bei außergewöhnlich niedrigen Wasserständen erreicht worden ist. Die Reinigung der Feinsand-Filter braucht jetzt natürlich nur noch ganz selten vorgenommen zu werden, durchschnittlich nur noch einmal im Jahr, womit außerordentlich an Betriebskosten gespart wird. Es kommt dazu, daß für die Bedienung der Stufen- und Schnell-Sandfilter, unter Einrichtung einer Preßluft-Reinigung für die ersten, nur eine ganz geringe Zahl von Arbeitskräften aufgewendet zu werden braucht.

Die schon 2 Jahre nach der Inbetriebnahme der erweiterten Wasserwerks-Anlage im Jahr 1909 sich zufolge des außerordentlich trockenen und heißen Sommers des Jahres 1911 geltend machende Notwendigkeit einer abermaligen Erweiterung des Wasserwerkes bedingte die Steigerung des täglichen Wasserverbrauchs von 35000 auf mindestens 50000 cm^3 zu dem Zweck, die Herstellung eines um das Doppelte vergrößerten Stufenfilters, eines neuen Schnell-Sandfilters von 3330 qm Filterfläche und eines Reinwasser-Beckens von 10000 cm^3 gegen 670 cm^3 bisher, um besser die Schwankungen des Wasserverbrauchs auszugleichen und eine möglichst gleichmäßige Filter-Geschwindigkeit zu erzielen. Die Feinsandfilter-Fläche wurde auf 18230 qm gebracht. Die im Frühjahr 1912 begonnenen Arbeiten waren im Herbst 1914 beendet.

Nach Ausführung des Erweiterungsbaues des von vornherein mit voller Ueberbauung geplanten Stufenfilters B im Norden des ursprünglichen Filters A erscheint die gesamte Anlage von 6700 qm überdeckter Grundfläche als ein einheitliches mäch-

tiges Bauwerk, dessen beide Teile durch eine Brücke über eine Querstraße mit einander in Zusammenhang gebracht sind (Vergl. Abb. 2—4). Es ist klar, daß der Zweck der Stufenfilterung, das aus der Elbe gepumpte Rohwasser durch Entfernung der Schmutz-

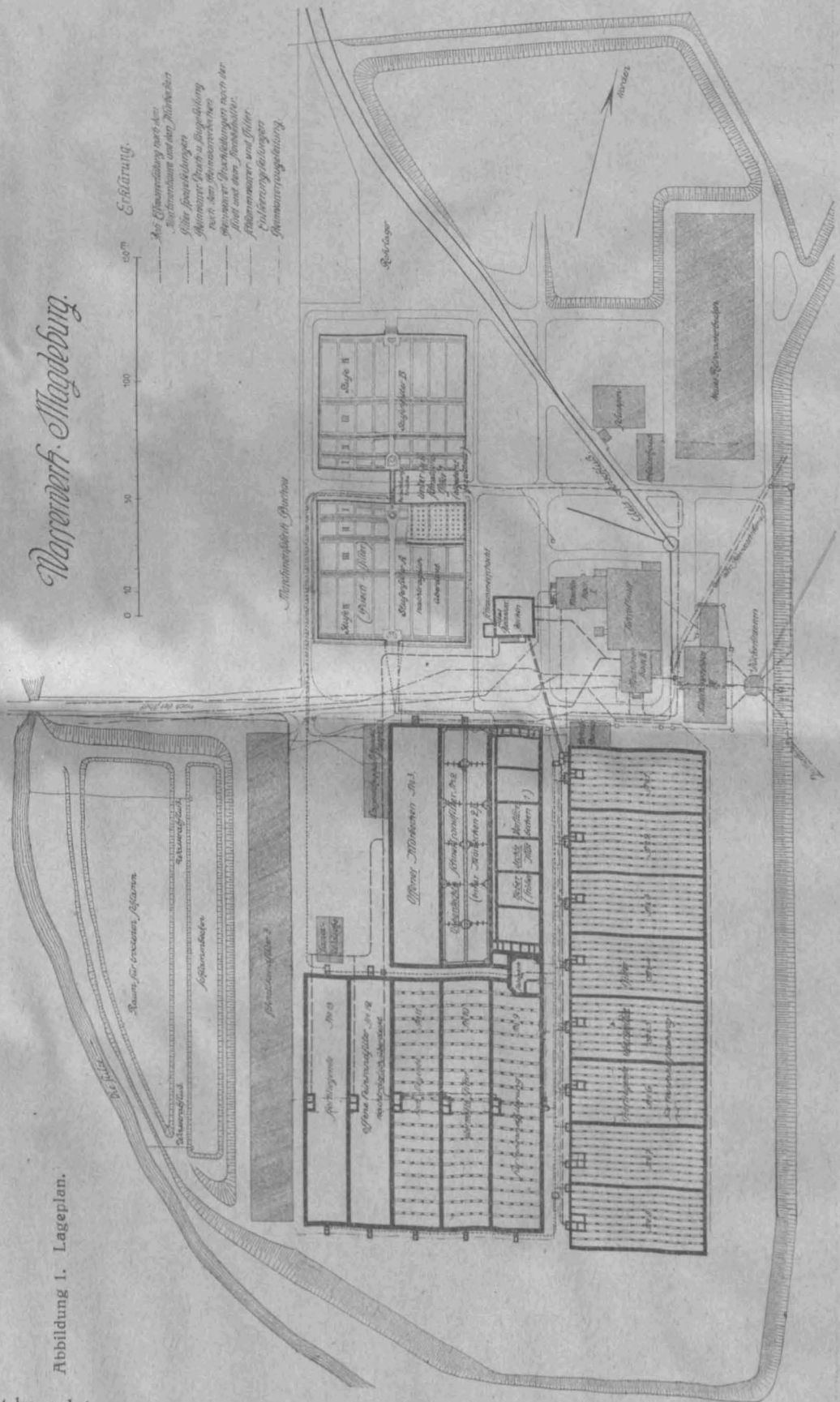


Abbildung 1. Lageplan.

Teile für die Feinsandfilterung vorzubereiten, am besten durch das kaskadenartige Herunterstürzen der Wasserteile unter freiem Himmel behufs reichlichsten Zutrittes von Luft und Licht erreicht wird. Abgesehen von der Ausscheidung der Schmutzstoffe, die etwa 90% der Verunreinigung beträgt,

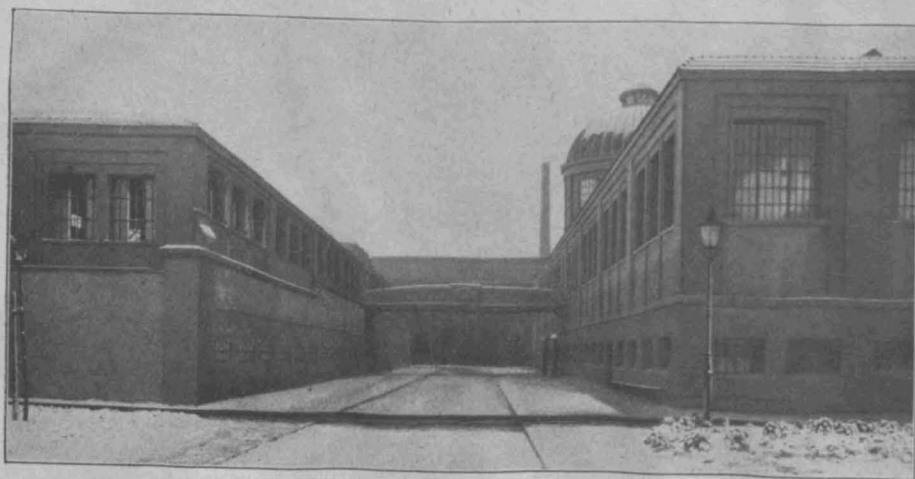


Abbildung 4. Die Stufenfilter A und B mit der Verbindungsbrücke.

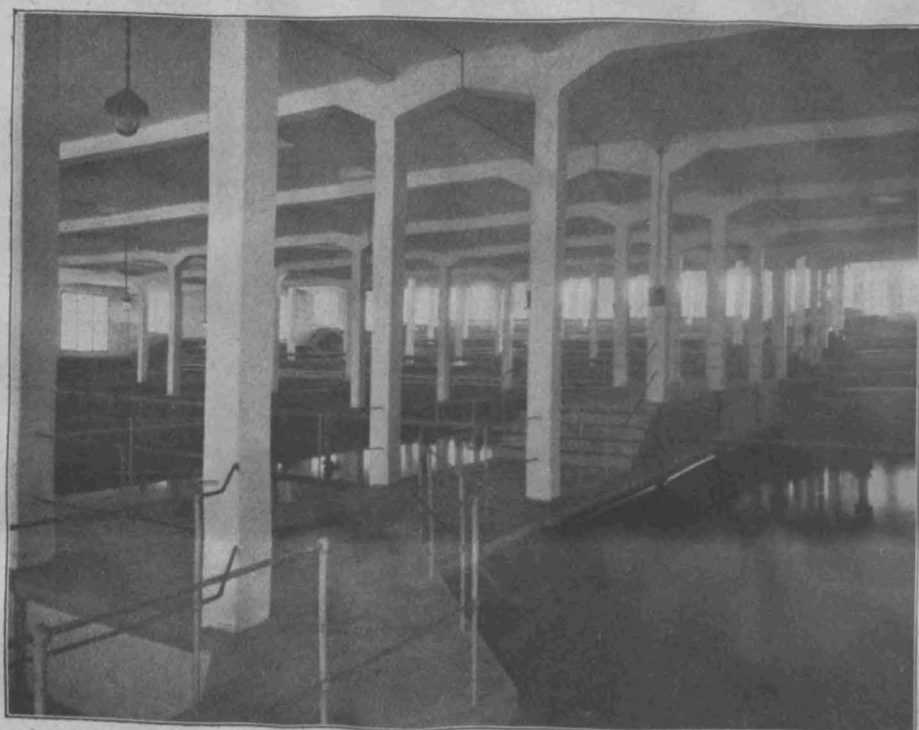


Abbildung 6. Innen-Ansicht des Stufenfilters B.



Abbildung 5. Innen-Ansicht des Stufenfilters A.

wird bereits eine große Menge der im Rohwasser enthaltenen Keime beseitigt und etwa anhaltende Gerüche werden durch Wind und Sonnenschein vertrieben. Aus dieser Erwägung war der ältere Stufenfilterbau mit der Front nach Süden angeordnet und überhaupt nicht überdeckt. Die in zahlreichen Beispielen in Frankreich hergestellten Stufenfilter haben wegen des milderen Klimas und der erfahrungsmäßig kürzeren Dauer niedriger Temperaturen zu irgend welchen Bedenken nicht Veranlassung gegeben, auch nicht in England, natürlich nicht im Süden, wo sich namentlich in Italien und Aegypten das System Chabal tadellos bewährt hat. Man glaubte deshalb auch in Magdeburg ohne Ueberbau auskommen zu können, um den unmittelbaren und zweifellos günstigeren Einfluß von Luft und Sonne am besten zur Geltung zu bringen. Aus Vorsicht jedoch wurden bereits von vornherein diejenigen Maßnahmen getroffen, die eine nachträgliche Ueberbauung der Kaskadenfläche ermöglichen und erleichtern würden.

Nachdem aber bereits der erste strengere Winter Befürchtungen hatte entstehen lassen, daß die zarten und überaus dünnen Betonwände der Kaskadenrinnen auf die Dauer unter der Einwirkung stärkeren Frostes Beschädigungen erleiden möchten, entschloß man sich zu einer zwar nur in primitiver Weise hergestellten Umhüllung mittels einer leichten, auf eisernen Böcken ruhenden Holz-Bedachung, die mit Stroh-Matten auf Dachpapp-Unterlage geschützt werden sollte. Nach Eintritt des Frühjahres lag es in der Absicht, diese Ueberdeckung abzubauen, um wieder eine vollkommen freie Wasser-Terrasse zu schaffen. Tatsächlich hat dieser billige Schutz auch für sieben Jahre ausgereicht, und zwar ohne daß man es für notwendig gehalten hätte, die provisorische Bedachung überhaupt nur einmal herunter zu nehmen — abgesehen von den Strohmatte, der Decke und Seitenwände derart, daß der Wind von allen Seiten her frei hindurch streichen konnte —, weil der Auf- und Abbau des Gehäuses zu umständlich und kostspielig erschien, übrigens auch Beschädigungen kaum dabei zu vermeiden gewesen wären.

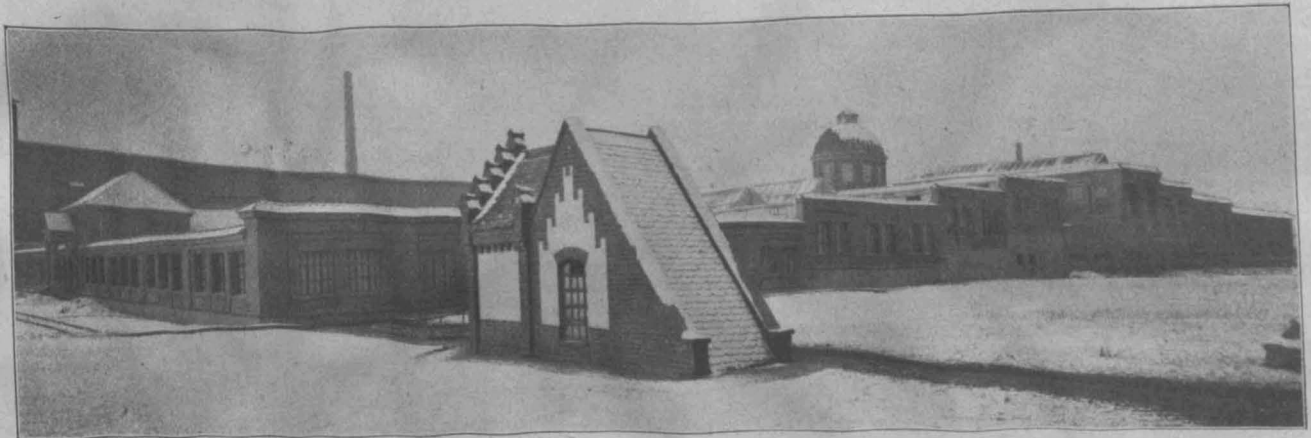


Abbildung 2 (oben). Gesamtansicht der Stufenfilter. Abbildung 3. Desgl. mit dem nachträglich überbauten Stufenfilter A.

Nach Ausführung des Erweiterungsbaues der Stufenfilter-Anlage B, die gleich mit massivem Gehäuse versehen wurde, hielt man es für an der Zeit, nun auch den älteren Bau noch nachträglich anstelle

der inzwischen stark ausbesserungsbedürftig gewordenen Notüberdachung, mit einem festen Um- und Ueberbau zu schützen. Die Abb. 5 und 6 geben einen Einblick in die Filtergebäude. — (Schluß folgt.)

Mahlens. Aber der Schachtofen behauptete noch lange das Feld. Erst 1887 hielt Meyer-Malstadt, den ersten Vortrag im Verein über den Dietz'schen Etagen-Ofen.

Eine schlimme Zeit setzte für den Portland-Zement i. J. 1888 ein, als am Justiz-Gebäude in Cassel schwere Treib-Erscheinungen auftraten, die, trotzdem der Zement normengemäß einwandfrei geliefert war, zu einer allgemeinen Warnung des Ministers der öffentl. Arbeiten vor der Verwendung des Zements für Hochbauten führte. Rud. Dyckerhoff gelang es dann nachzuweisen, daß der hohe Gehalt der Rohstoffe an Magnesia (hier 27 %) Schuld an den Erscheinungen sei und daß die treibende Wirkung solchen Zementes sich erst nach Jahren äußern könne. Es wurde nun in Beratungen über den Höchstgehalt an Magnesia eingetreten, die aber erst nach Jahren zur Festsetzung von 5 % als Höchstzahl führten.

Im gleichen Jahr wurde der Cement-Verein nunmehr umgetauft in „Verein Deutscher Portland-Cement-Fabrikanten“, um zum Ausdruck zu bringen, daß nur Portland-Zement, rein und unverfälscht von seinen Mitgliedern geliefert werde. Gleichzeitig wurde die betreffende Erklärung nochmals in rechtsgültiger Form von 57 Fabriken erneuert und unterschrieben.

Eine wichtige Grundlage des Prüfungsverfahrens für Portland-Zement bildet der Normsand, der zunächst von der Zement-Fabrik Züllchow aus Freienwalder-Rohsand durch Waschen und Absieben hergestellt wurde, nachdem der Vortragende zuerst diesen Sand als ein ausgezeichnetes Material für die Zement-Röhren-Erzeugung kennen gelernt hatte. Auf die Dauer konnte die Herstellung des Normsandandes aber nicht so nebenher geleistet werden. Die Chamotte-Fabrik Freienwalde, in der durch Paulsen und den Vortragenden eine vollständige Einrichtung zu diesem Zweck eingebaut worden war, übernahm die Herstellung, und nachdem in jahrelanger Arbeit, unterstützt durch das kgl. Material-Prüfungsamt Berlin, Herstellungsverfahren, Kontrolle usw. festgelegt waren, wird seit 1897 von dort aus allein der Normsand geliefert. Die später aufgetretenen Bestrebungen, einen internationalen Normsand von 3–4 Körnungen einzuführen, hat Redner nie gebilligt. Diese Frage dürfte jetzt wohl auch als erledigt zu betrachten sein.

Als ein großer Mangel wurde bei der immer weiter um

sich greifenden Verwendung des Portland-Zementes das Fehlen einer geeigneten Fachliteraturempfunden. Außer dem Werk von Michaelis über „Hydraulische Mörtel“ von 1869 und den Vereins-Protokollen, gab es eigentlich nichts, vor allem aber war es ein Bedürfnis, eine für die Bauwelt geeignete Schrift über Wesen und Anwendung des Portland-Zementes zu besitzen. So entstand in dreijähriger Arbeit das Werk „Der Portland-Zement und seine Anwendungen im Bauwesen“, dessen 1. Auflage im technischen Teil von Prof. Büsing-Berlin, Schriftleiter der „Deutschen Bauzeitung“, im chemischen Teil von Dr. Schumann-Amöneburg, bearbeitet und durch eine Kommission des Vereins unter Führung von Dr. Leube-Ulm in endgültiger Fassung festgelegt i. J. 1892 erschienen ist. Stets verbessert und erweitert ist das Buch bisher in 4 Auflagen heraus gekommen und hat viel Aufklärung in zementtechnischer Hinsicht in das bauende Publikum gebracht, leider aber auch das Ausland, das vom deutschen Zement eine große Meinung hatte, klug gemacht und dazu beigetragen, ausländische Zement-Fabriken entstehen zu lassen, und hat so dem deutschen Zement auch Konkurrenz bereitet.

Schon früher hatte übrigens der Verein durch das sogenannte „Kleine Zementbuch“, das in hunderttausenden von Exemplaren verbreitet worden ist, zur Aufklärung über sein Erzeugnis und zur sachgemäßen Verarbeitung desselben beigetragen. Auch dieses Buch ist in mehreren Auflagen und nicht nur in deutscher, sondern auch in englischer, russischer und sogar in japanischer Sprache erschienen.

Neben diesen Hauptarbeiten des Vereins füllen Anfangs der 90er Jahre v. Jahrh. die Vereins-Protokolle auch Berichte über Neuerungen in der Verwendung des Zementes und in der Verbesserung seiner Erzeugung. Erwähnt sei ein Bericht von 1891, erstattet durch Thomä, über Monier-Röhren, den Anfang der heute so bedeutenden Eisenbeton-Bauweise, über den Schäfer-Ofen in Breitenburg, der erste Bericht über die Griffin-Mühle und aus d. J. 1894 der erste Bericht von Gary über den amerikanischen, mit Petroleum geheizten Rotier-Ofen, schließlich aus d. J. 1895 über die Rohr-Mühle mit Flint-Stein für Griesen von Foß in Kopenhagen usw. —

(Schluß folgt.)

40. General-Versammlung des „Vereins Deutscher Portland-Cement-Fabrikanten“.

Während die beiden Kriegsversammlungen des Vereins im Jahre 1915 und 1916 nur im engsten Kreise der Mitglieder abgehalten wurden, hat der Abschluß einer vierzigjährigen Vereinstätigkeit in diesem Jahr doch Veranstaltung gegeben, zu der 40. General-Versammlung, die am 28. Februar d. J. in Berlin im Hause des „Vereins Deutscher Ingenieure“ getagt hat, Einladungen an Behörden, Körperschaften und Freunde des Vereins ergingen zu lassen. Von festlichen Veranstaltungen wurde selbstverständlich Abstand genommen, aber auch auf wissenschaftliche Vorträge mußte verzichtet werden, sind doch gerade die am regsten in der wissenschaftlichen Arbeit stehenden Mitglieder des Vereins zumeist im Felde, einige von ihnen leider bereits gefallen.

Wie der Vorsitzende Hr. Dir. Dr. Müller-Rüdersdorf, bei seinen Begrüßungsworten hervorhob, wollte es sich aber der Verein, der am 24. Januar 1877 mit 23 Zement-Fabriken und einer Leistung von insgesamt 2,2 Mill. Faß gegründet wurde, jetzt aber 92 Fabriken umfaßt (die vor Kriegsausbruch eine Jahres-Erzeugung von 40,4 Mill. Faß nachweisen konnten), doch nicht nehmen lassen, die diesjährige Versammlung etwas heraus zu heben; auf ihr einen Rückblick zu geben auf das Werden des Vereins, auf seine Bestrebungen zur Verbesserung des deutschen Portland-Zementes durch Einführung einheitlicher Normen und strenge Kontrolle seiner Mitglieder, auf seine wissenschaftlichen Arbeiten, über welche die Vereins-Protokolle umfassenden Aufschluß geben, auf die Verbesserungen, die unter seiner Mitwirkung in die Zement-Industrie eingeführt worden sind, auf die Bestrebungen auf wirtschaftlichem Gebiet mit dem Endziel einer einheitlichen Zusammenfassung der ganzen deutschen Zement-Industrie, kurz auf eine jedenfalls ehrliche und ernste Arbeit von vierzig Jahren.

Nach Begrüßung der Gäste gedachte der Vorsitzende zunächst der Toten, die der Verein zu beklagen hat, an erster Stelle des Ehrenmitgliedes des Vorstandes und Mitbegründers des Vereins Prof. Dr.-Ing. h. c. Rudolf Dyckerhoff in Biebrich a. Rh., dessen hervorragende Verdienste um die chemische Forschung auf dem Gebiet

des Portland-Zementes, um dessen Prüfung und zweckmäßige Verwendung, sowie um das Gedeihen des Vereins, an dessen Arbeiten er bis zu seinem Tode in regster Weise teilgenommen hat, in warmen Worten geschildert wurden. Handelt es sich hier um den Abschluß eines reichen, langen Lebens, so beklagt der Verein in Dr. Otto Schott, Sohn des Ehrenvorsitzenden des Vereins, Geh. Kommerz.-Rat Dr.-Ing. h. c. Friedrich Schott in Heidelberg, der am 1. Juli v. J. im Kampfe gegen die Engländer bei Fricourt gefallen ist, den Tod eines tatkräftigen jungen Mitgliedes, dessen bisherige Leistungen auf wissenschaftlichem Gebiet, das er nach dem Kriege als akademischer Lehrer weiter auszubauen gedachte, zu den schönsten Hoffnungen berechtigten.

Nach der Ansprache des Vorsitzenden folgte der Festvortrag des Hrn. Dr. Goslich, Direktor der Portland-Zement-Fabrik in Züllchow i. P. über den „Werdegang des Vereins deutscher Portland-Cement-Fabrikanten in 40 Jahren“, der in frischen Worten ein anschauliches Bild von der Entwicklung des Vereins entwarf, die parallel läuft mit derjenigen der deutschen Portland-Zement-Industrie. Wir geben den Inhalt des Vortrages ausführlicher vorstehend S. 33 wieder.

In üblicher Weise wurde dann der gedruckte vorliegende Jahresbericht in einigen Punkten noch durch den Vorsitzenden kurz erläutert. Er gibt Aufschluß über Mitgliederzahl und Vermögens-Verhältnisse des Vereins, über die Tätigkeit des Vereins-Laboratoriums, über die noch besonders berichtet wird, über die Arbeiten des wirtschaftlichen Ausschusses des Vereins und über die Tätigkeit seiner „Centralstelle“, die während des Krieges infolge der Einigungsbestrebungen in der Zement-Industrie eine ganz besonders rege gewesen ist. Auch hierüber wird noch besonders berichtet. Eine Zusammenstellung gibt Auskunft über die Zahl der Leiter, Beamten und Arbeiter der Vereins-Fabriken, die im Weltkrieg zum Heeresdienst einberufen sind. Aufgeführt werden 54 Direktoren und Prokuristen, 542 Beamte, 8927 Arbeiter, von denen ein größerer Teil gefallen ist, während erfreulicher Weise auch eine größere Anzahl besondere Auszeichnungen erhalten haben. Namhafte Aufwendungen haben die dem

Professor Dr.-Ing. h. c. Rudolf Dyckerhoff †.

Am 23. v. M. ist, wie wir schon im Hauptteil der „Deutsch. Bauztg.“ mitgeteilt haben, der Mitbegründer und Senior der Portland-Zement-Fabrik Dyckerhoff & Söhne in Amöneburg bei Biebrich a. Rh., Prof. Dr.-Ing. h. c. Rudolf Dyckerhoff im 75. Lebensjahr einer Lungenentzündung erlegen. Wenn auch seit einer Reihe von Jahren kränkelnd, sodaß er sich mehr und mehr von den Geschäften und dem öffentlichen Leben zurück ziehen mußte, hat er doch mit durch des Alters Bürde ungeschwächter geistiger Regsamkeit bis zuletzt dem Ziele weiter nachgestrebt, das er in einer mehr als fünfzigjährigen Lebensarbeit verfolgt hat: die Erzeugung eines möglichst vollkommenen Portland-Zementes zu fördern, und zwar durch die wissenschaftliche Erforschung seiner Eigenschaften, Aufsuchung der Mittel, um die wertvollen zu steigern, die nachteiligen zu beseitigen oder zurück zu drängen, Aufstellung möglichst vollkommener Prüfungsverfahren. Damit hat R. Dyckerhoff nicht allein der Portland-Zement-Industrie gedient, sondern in gleichem Maße dem Bauwesen und diesem um so mehr, als seine Untersuchungen sich ganz vorwiegend auf den praktischen Verwendungszweck des Zementes und auf seine möglichst zweckmäßige und wirtschaftliche Ausnutzung in allen Verwendungsformen richteten.

Er erkannte früh, daß zur Erreichung dieser Ziele ein fester Zusammenschluß aller Beteiligten nötig war, und so finden wir ihn bereits 1865 unter der kleinen Zahl von Männern, die zu dem „Verein für die Fabrikation von Ziegeln, Tonwaren, Kalk und Zement“ zusammen traten, dem späteren „Deutschen Verein für die Ton-, Zement- und Kalkindustrie“, an dessen Spitze der als Ringofen-Hoffmann bekannte Baumeister dieses Namens trat. Bis 1911 hat R. Dyckerhoff dem Vorstand dieses sogen. „großen“ Vereins angehört, in dem die Zement-Leute nur eine Sektion bildeten. Das Bedürfnis nach ausgeübter Vertretung der eigenen Interessen führte dann 1877 zur Gründung des Deutschen Cement-Vereins, des jetzigen „Vereins Deutscher Portland-Cement-Fabrikanten“, und wieder finden wir neben Delbrück als Mitbegründer und 2. Vorsitzenden R. Dyckerhoff. Erst 1889 legte er dieses Amt nieder, verblieb aber bis 1911 im Vorstand, bis gesundheitliche Rücksichten ihn zwangen,

ganz zurück zu treten. Als einen „allezeit zielbewußten, arbeitsfreudigen und auch erfolgreichen Arbeiter für die Interessen der Zement-Industrie“ konnte ihn der Vereins-Vorsitzende Dr. Müller mit Recht damals begrüßen, als er ihm seine Ernennung zum Ehrenmitglied des Vereins-Vorstandes mitteilte.

Arbeitsfreudig, unermüdlich zu forschen, vor keiner noch so langen Versuchsreihe zurück zu schrecken, wenn es galt, sicheren Aufschluß zu gewinnen, zielbewußt und zäh das als richtig Erkannte zu verteidigen und durchzusetzen, das kennzeichnet in der Tat das Leben R. Dyckerhoffs. Das bestätigen die Protokolle des „Vereins Deutscher Portland-Cement-Fabrikanten“, in denen das Ergebnis der alljährlichen Arbeiten und Verhandlungen niedergelegt ist. Kaum ein anderes Mitglied hat zu fast allen vorkommenden Fragen so oft, aber auch stets gestützt auf eigene reiche Erfahrung, ausgedehnte eigene Versuche, das Wort ergreifen können, und in sehr vielen Fällen ist seine Meinung ausschlaggebend gewesen, hat sich bei den von ihm selbst befürworteten umfangreichen Nachprüfungen durch Vereins-Ausschüsse bestätigt, was er vorher im Kleinen herausgefunden hatte. Es war ihm dabei stets nur um die Sache zu tun, nie trug er ein persönliches Moment oder gar Gehässigkeit in die Verhandlungen. Aber gewissermaßen eifersüchtig wachte er darüber, daß der Portland-Zement auch in seinem vollen Werte anerkannt, nicht unberechtigt zurückgesetzt werde und in einem Punkt verstand er keinen Spaß, in der Frage der Reinheit und Unverfälschtheit des Zementes. In dieser Frage beman den sonst so ruhigen Mann als einen Heißsporn bezeichnen und die Schlackenmischfrage ist in der Zeit, bis eine für beide Teile annehmbare Lösung gefunden werden konnte, lange sein „centerum censeo“ gewesen.

R. Dyckerhoff ist als einer der Ersten eingetreten für die Schaffung einheitlicher Normen für Portland-Zement. Seine ersten Veröffentlichungen darüber stammen aus dem Jahr 1876. Auf seinen Vorschlag ist auch die der Praxis entsprechende Prüfung mit erdfeuchtem Material 1:3 zurück zu führen, die noch heute die Grundlage des deutschen Prüfungs-Verfahrens bildet, weil sie sichere, zuverlässige Werte bietet. Die deutsche Zement-Industrie hat daran aller internationalen Vorschläge ungeachtet festgehalten.

Ein besonderes Arbeitsgebiet war für R. Dyckerhoff die Frage der Raumbeständigkeit. Er hat frühzeitig

Verein angehörigen Fabriken auch im vergangenen Jahr für Kriegs-Wohlfahrtszwecke gemacht.

Es folgen nun lediglich innere Vereins-Angelegenheiten betreffende Punkte der Tagesordnung, aus denen nur erwähnt sei, daß die turnusgemäß ausscheidenden Vorstands- und Ausschuß-Mitglieder wiedergewählt werden und daß der Jahresbeitrag für den Anteil in alter Höhe beibehalten wird. Aus den statistischen Mitteilungen ist noch zu entnehmen, daß der Mitgliederstand am 1. Januar 1916 92 Fabriken mit 594 Anteilen betrug, daß eine Fabrik neu eingetreten, eine andere ausgetreten ist, und daß eine große Zahl von Fabriken ihre Anteile infolge der Herabsetzung der Erzeugung verringern mußten, während nur einige wenige einen Zuwachs buchen konnten. Im Ganzen ist gegen 1915 ein Rückgang um 241 Anteile, entsprechend einem Rückgang der Erzeugung um 12,05 Mill. Faß zu verzeichnen, sodaß die Gesamterzeugung jetzt nur 17,65 Mill. Faß beträgt.

Aus dem Bericht über die Arbeiten des Vereins-Laboratoriums in Karlsruh, den dessen Vorsteher Hr. Dr. Framm erstattet, ist ersichtlich, daß die Zahl der beantragten Prüfungen gegenüber den Friedenszeiten auch 1916 noch fast um die Hälfte zurückgeblieben ist, daß sich jetzt aber eine kleine Besserung zeigt. Namentlich handelte es sich um Anträge von Beton-Firmen und um sehr umfangreiche Beton-Analysen. Auch der Absatz an Zement-Prüfungsapparaten und Normensand hat sich wieder etwas gehoben. Die weiter geförderten Arbeitspläne des Laboratoriums bezogen sich namentlich auf vergleichende Versuche über Schwindung und Dehnung von Portland-, Eisenportland- und Hochofen-Zementen, über Einwirkung von Salzlösungen auf diese drei Zementarten, über Frostbeständigkeit von Portland- und Hochofen-Zement. Es wurden auch vergleichende Versuche über Portland-Zement und Spezial-Hochofen-Zement angestellt und Untersuchungen über die Druckfestigkeit von Portland-Zement nach 2tägiger Erhärtung, letztere jedenfalls aus Anlaß der auch von uns erwähnten Frage des Bedürfnisses nach hochwertigen Spezial-Portland-Zementen mit hoher Anfangsfestigkeit*). Weitere Versuche erstreckten sich auf das Verhältnis zwischen Schwindung und Raumbeständigkeit, die wohl hervorgerufen worden sind durch die Forderung nach möglichst wenig schwin-

denden Zementen. Anlaß hierzu gaben die in der „Zeitschrift für Bauwesen“ veröffentlichten Perkuhn'schen Beobachtungen an Eisenbeton-Brücken im Bezirk der Eisenbahn-Direktion Kattowitz**), auf die der Bericht-erstatte auch mündlich noch näher eingeht.

Die von Perkuhn beobachteten Rißbildungen und darüber gebrachten Veröffentlichungen gaben bekanntlich Veranlassung zu einer Besichtigung durch einen Unter-Ausschuß des „Deutschen Ausschusses für Eisenbeton“. Seitens der Zementleute nahmen Hr. Dr. Goslich und der Redner an der Fahrt teil. Nach dem Urteil der Kommission seien die Risse in der Hauptsache auf andere Ursachen zurückzuführen als auf zu starkes Schwinden, das Perkuhn als den Hauptgrund ansieht. Mängel der Ausführung und der konstruktiven Anordnung haben hier zusammengewirkt, aber selbst unter diesen Umständen und unter ganz besonders ungünstigen Luftverhältnissen (starke Schwängerung mit Säuren) habe sich in 3 cm Tiefe selbst bei weit offenen Rissen kein Anrosten der Eiseneinlagen mehr gezeigt, ein durchaus beruhigendes Ergebnis.

Auf eine Anfrage konnte der anwesende Geschäftsführer des deutsch. Ausschusses für Eisenbeton, Hr. Reg.-u. Geh. Brt. Lorenz-Meyer-Berlin, hierzu noch bemerken, daß der Bericht des Arbeits-Ausschusses demnächst fertig gestellt sei und dem Hrn. Minister der öffentl. Arbeiten mit dem Antrag zugestellt werde, ihn im „Zentralblatt der Bauverwaltung“ zu veröffentlichen. Eine bestimmte Frist für den Zeitpunkt der Veröffentlichung könne er natürlich nicht angeben.

Wie alljährlich wurden im Laufe des Jahres 1916 aus dem Handel Proben der Zemente aller Vereins-Fabriken aufgekauft und in üblicher Weise der normengemäßen mechanisch-technischen Prüfung und einer vollständigen chemischen Analyse unterworfen. Die Zahl der geprüften Zemente betrug 87. Die Untersuchung ergab, daß die Güte des Zementes trotz der Schwierigkeiten, die der Krieg der Industrie bereitet, i. Allg. nicht nachgelassen hat. Die Mittelwerte des Siebrückstandes, spezifisches Gewicht und Abbindezeit zeigen in den letzten Jahren keine wesentlichen Veränderungen, die mittleren Zug- und Druckfestigkeiten sind weiter gestiegen und betrugen i. M. bei der

*) Vergl. „Mitteilungen“ Jahrg. 1917 No. 2, S. 14.

**) Vergl. „Mitteilungen“ Jahrg. 1916 S. 127, 163 und 173.

Messungen über die Ausdehnung und Zusammenziehung von Portland-Zement im Wasser bezw. an der Luft gemacht, und diese Frage zum Vergleich verschiedener Bindemittel, reiner und gemischter Zemente herangezogen. Auch hier ist es immer wieder für die deutschen Untersuchungsmethoden eingetreten, hat gezeigt, daß die auf dem internationalen Materialprüfungs-Kongreß vorgeschlagenen Methoden, die Le Chatelier-Probe und die beschleunigten Proben, wie die Kochprobe nicht den Vorzug der größeren Sicherheit bieten. Ein besonderes Kapitel bildet hier die Untersuchung der treibenden Wirkung des Magnesia-Gehaltes im Portland-Zement, die R. Dyckerhoff als Ursache von Zerstörungen an Bauwerken erkannte, die mit bei der Prüfung als raumbeständig befundenem Portland-Zement ausgeführt waren. Er wies zuerst durch Versuche nach, daß die Ursache dieser Erscheinungen in einem zu hohen Magnesia-Gehalt lag, daß diese Erscheinungen noch nach Jahren auftreten können, und legte Grenzwerte fest für den zulässigen Gehalt von Magnesia.

Frühzeitig beschäftigt er sich ferner mit der Frage des Verhaltens des Portland-Zementes im Meerwasser. Seine Untersuchungen gehen bis auf das Ende der 80er Jahre zurück. Er zeigte zunächst den Einfluß des Schwefelsäure-Gehaltes im Zement bei dieser Frage, wies auf den günstigen Einfluß dichter Mörtel und Betone hin, gab die Anregung zur Aufstellung umfangreicher Arbeitspläne durch den Zement-Verein und die Anregung zu gemeinsamem Vorgehen mit dem Staat, war länger als ein Jahrzehnt Vorsitzender des Meerwasser-Ausschusses des Vereins und nahm als solcher in regster Weise an allen auf diese Frage bezüglichen Arbeiten teil.

Eine wichtige Frage ist ferner die der zulässigen Zusätze zum Portland-Zement. R. Dyckerhoff war stets einer der schärfsten Verfechter der Ansicht, daß alle Zusätze nach dem Brennen — abgesehen von dem geringen, zur Regelung der Abbindezeit erforderlichen Gipszusatz — unbedingt zu verwerfen seien, daß Zusätze, die aus bautechnischen Gründen oder aus Rücksichten der Verbilligung etwa wünschenswert seien, vom Verbraucher selbst auf der Baustelle zugefügt werden sollten. Auf diesem Gebiet bewegen sich auch seine Untersuchungen über die Verwendung von Zement-Kalk-Mörteln, die er zuerst für Hochbauzwecke vorschlug und für alle solche Fälle, in denen die hohe Festigkeit des Zements doch nicht ausgenutzt ist, dagegen eine gewisse Geschmeidigkeit und

Elastizität des Mörtels erwünscht ist. In dieser Richtung liegt auch sein Eintreten für die Verwendung des Portland-Zementes für Talsperren, nachdem Intze 1893 besonders für Traßmörtel eingetreten war im Gegensatz zu den älteren Ausführungen im Elsaß und Sachsen. R. Dyckerhoff zeigte, wie der Kalkzusatz den Zementmörtel nach dieser Hinsicht günstig beeinflusst, auch seine Wasserdichtigkeit vergrößert. Bezüglich der Verbilligung des Zementes bei Verwendung in großen Mauermassen schlug R. Dyckerhoff nach eingehenden Versuchen den Ersatz eines Teiles des Zementes durch fein gemahlene Sand vor, ein Verfahren, das jetzt bei den großen Talsperrarbeiten in Nord-Amerika, bei denen sog. „Sandzemente“ angewendet werden, in großem Maßstab und mit gutem technischen und wirtschaftlichen Erfolg zur Anwendung kommt. Wir wissen allerdings nicht, ob R. Dyckerhoff hier die Priorität gebührt, ob die amerikanischen Ausführungen sich auf seine Vorschläge stützen.

Das sind nur einige der wichtigen Untersuchungen aus dem umfassenden Arbeitsgebiet Dr. Dyckerhoff's. Große Sorgfalt und Gründlichkeit, die sich keine Mühe verdrießen läßt, Vorsicht in den Schlußfolgerungen kennzeichnet sie alle. Die Lauterkeit der Absichten, die ihn bei Allem leitete, ist wohl auch von seinen Gegnern unumwunden anerkannt worden. An rückhaltloser Anerkennung seiner Freunde und Derer, die aus seinen Arbeiten Vorteil zogen, hat es ihm natürlich nicht gefehlt.

Die Ehrungen durch den Zement-Verein haben wir schon erwähnt; auch sonstige Ehrenmitgliedschaften und das Ehrenbürgertum seines Wohnortes Biebrich a. Rh., der ihm viel verdankt, sind ihm zuteil geworden. Eine besondere Anerkennung für seine wissenschaftlichen Bestrebungen fand er in der 1905 erfolgten Ernennung zum Doktor-Ingenieur ehrenhalber seitens der Technischen Hochschule zu Dresden „in Anerkennung seiner hervorragenden Verdienste um die Hebung der deutschen Zement- und Beton-Industrie und in Würdigung seiner grundlegenden wissenschaftlichen Arbeiten über Portland-Zement und dessen Prüfung“. Fünf Jahre später wurde ihm die weitere, für einen Vertreter der Industrie seltene Auszeichnung zuteil, vom Großherzog von Hessen zum Professor ehrenhalber a. d. Techn. Hochschule zu Darmstadt ernannt zu werden.

Sein Andenken wird in dem, was er geleistet hat, fortleben! —

Fr. E.

Hauptprüfung der Vereinszemente: Zugfestigkeit nach 7 Tagen Wasserlagerung 24,5 kg/qcm, nach 28 Tagen Wasserlagerung 30,5 und nach 28 Tagen kombinierter Lagerung 43,8; Druckfestigkeit bezw. 262, 375 und 432 kg/qcm. Die letztere Zahl übertrifft die verlangte Normenfestigkeit von 250 kg also um rd. 73%. Die Druckfestigkeiten schwanken zwischen 125 kg als Kleinstwert und 404 kg als Größt-wert nach 7 Tagen Wasserlagerung, 195 und 588 kg nach 28 Tagen Wasserlagerung und 250 und 632 kg nach 28 Tagen kombinierter Lagerung. Bei letzterer besaßen 64 Zemente eine zwischen 350 und 500 kg liegende Druckfestigkeit. Nur 10 lagen unter 350 und 13 überschritten 500 kg. Bei 7 tägiger Erhärtung fielen 64 Zemente in die Grenzen von 200—300 kg, 9 hatten geringere, 14 höhere Festigkeiten. Die tatsächlichen Festigkeiten liegen also fast durchweg erheblich über den Forderungen der Normen.

Die chemische Analyse zeigt ebenfalls in den Mittelwerten keine wesentliche Veränderung der Zusammensetzung. Einige Zemente gingen über den zulässigen Gehalt an Schwefelsäure ($2\frac{1}{2}\%$) hinaus und einige hatten auch zu hohen Glühverlust. Bei einer Fabrik wurde infolge des hohen Glühverlustes und Kalkgehaltes eine Prüfung mit der Schwebel-Analyse auf unzulässige Zusätze vorgenommen. Es ergab sich eine nachträgliche erhebliche Beimischung von gemahlenem Kalkstein. Die Fabrik wird auf Beschluß der Versammlung wegen dieses Verstoßes gegen die Vereinssatzungen aus dem Verein ausgeschlossen.

Von besonderem Interesse war der Bericht über die Tätigkeit der „Centralstelle zur Förderung der deutschen Portland-Cement-Industrie“, erstattet durch ihren Geschäftsführer Hrn. Reg.-Bmstr. Dr.-Ing. Riepert. Die Tätigkeit ist im verflossenen Jahr weit über ihren bisherigen Rahmen hinausgewachsen und zwar besonders durch ihre Mitarbeit an den kriegswirtschaftlichen Organisationen. Seit 6. Februar 1916 ist ihr die „Zentralstelle der Ausfuhrbewilligungen für Zement“ angegliedert, als deren Vertrauensmann der Vorstand berufen wurde. Die Bestrebung zur Herbeiführung einer einheitlichen Organisation der Zement-Industrie wurden von der Zentralstelle des Vereins besonders unterstützt und gefördert. Berichterstatte gibt ein anschauliches Bild von diesen Bestrebungen, den Gegenströmungen und Hindernissen, den groß angelegten Versuchen, die ganze Zement-Industrie in einem Syndikat zu vereinigen, um den Wirkungen der Ueberproduktion entgegenzuarbeiten, die aber immer wieder scheiterten, sodaß eine Ordnung der Dinge aus eigener Kraft unmöglich erschien und Staatshilfe angerufen werden mußte. Der 29. Juli 1916 brachte dann die bekannte Bundesrats-Verordnung über die Einschränkung der Zement-Erzeugung und die Schaffung der „Reichsstelle

für Zement“, an deren Spitze der Wirkl. Geh. Oberbrt. Garmelmann gestellt wurde. Die Beschränkung der freien Verkaufstätigkeit trat ein, die seit Januar d. J. durch die Möglichkeit der Aufhebung langfristiger Vorverkaufs-Verträge verschärft worden ist. Durch diese Maßnahmen ist ohne Schaffung eines staatlichen Zwangs-Syndikates nun die Möglichkeit einer Zusammenfassung der verschiedenen in Nord-, West- und Süddeutschland bestehenden Syndikate zu einem die Gesamt-Industrie umfassenden „Deutschen Zementbund“ gegeben. Es ist natürlich, daß dieser Bund in Zukunft auch die Interessen der gesamten Zement-Industrie zu vertreten haben wird, so daß damit die Arbeiten der Zement-Zentrale des Vereins im Wesentlichen ihren Abschluß finden würden, da ihre Aufgaben dann vom Bund zu erfüllen sein werden.

Nach dem Bericht ergriff Hr. Geheimrat Garmelmann selbst das Wort, der auf die gewaltige unerwartete Bedeutung hinweist, die der Zement im Kriege als ein Schuttmittel für das wertvollste Gut, das wir besitzen, für unsere Feldgrauen draußen gewonnen habe. Dadurch ist auch der Zement-Industrie, wo sonst die Bautätigkeit durch den Krieg hat beschränkt oder stillgelegt werden müssen, ein neues Absatzgebiet geschaffen worden. Nach dem Kriege wird sie aber wieder ihren Friedenszwecken dienstbar gemacht werden müssen und es wird notwendig sein, unsere deutsche Zement-Industrie wettbewerbsfähig zu halten auf dem Weltmarkt. Der Verein hat es sich in 40-jähriger Tätigkeit angelegen sein lassen, Herstellungs-Verfahren und Güte des Portland-Zementes zu vervollkommen und auf der Höhe zu halten. Das wird auch in der Zukunft seine vornehmste Aufgabe sein. Zugleich gilt es aber auch die Organisation zu schaffen, die die Leistungsfähigkeit und Wettbewerbsfähigkeit sichern. Die Schritte hierzu können nicht rechtzeitig genug eingeleitet werden.

Der Vorsitzende erwidert darauf, daß diese Schritte nach dem vorhin Gehörten im Gange seien und daß ein befriedigender Abschluß erwartet werden dürfe. Die Gründung des „Deutschen Zement-Bundes“, der auch die Eisenportland- und Hochofen-Zementindustrie umfassen soll, dürfe jetzt als gesichert angenommen werden. Es sei dann naturgemäß, daß die Zement-Zentrale ihre Arbeiten auf eine noch breitere Basis stelle, und dem Bund angegliedert werde. Der Vorstand wird auf seinen Antrag durch die Versammlung ermächtigt, die Auflösung der Zentrale als einer Vereins-Einrichtung gegebenenfalls von sich aus zu bewirken, ohne hierzu noch erst die Zustimmung des Vereins einholen zu müssen.

Mit einem Dank für die zahlreichen Glückwünsche, die dem Verein zu der heutigen Versammlung von anderen Vereinen und Freunden zugegangen seien, schließt der Vorsitzende die Verhandlungen. —

Vermischtes.

Aufgelöste Wehr- und Stau Mauern. In Heft 48, Jahrg. 1916 der „Zeitschrift des österreich. Ing.-u. Arch.-Vereins“ veröffentlicht Baurat Ziegler in Clausthal unter obiger Bezeichnung einen interessanten Artikel, der uns bei Drucklegung des Aufsatzes in Nr. 24, Jahrg. 1916 unserer „Mitteilungen“ über „Neuere Beispiele von Talsperren in aufgelöster Bauweise“ noch nicht bekannt war. Verfasser behandelt zunächst die Vorzüge der aufgelösten Stau-mauern in statischer Beziehung, die nach ihm sowohl für den Fall, daß man im Unterdruck oder Auftrieb als Kraft eine Ursache der Beeinträchtigung der Standfestigkeit erblickt, wie für den Fall, daß man, entsprechend der eigenen Ansicht Ziegler, die Hauptgefahr des Druckwassers in der Verminderung der Widerstandsfähigkeit des Baugrundes gegen den wagrechten Wasserdruck sieht, vorhanden sind. Die wirtschaftliche Grenze für solche Mauern nimmt Verfasser als zwischen 40 und 50 m Höhe liegend an und findet für diese Verhältnisse noch eine Reihe weiterer Vorzüge, die teils für die konstruktive Ausbildung, teils für die praktische Ausführung und spätere Ueberwachung des Bauwerkes gelten. Diese Umstände seien dann alle in Betracht zu ziehen bei der Frage, ob die zweifellos höheren Einheitspreise für Arbeitslohn und Baustoff bei der aufgelösten Bauweise in Eisenbeton durch die Ersparnis an Masse gegenüber der vollen Mauer aufgewogen werden.

Verfasser geht dann auf die konstruktiven Einzelheiten der in Pfeiler mit darüber gespannten ebenen Platten oder gewölbten Kappen aufgelösten Mauern ein, wobei der letzteren Form, namentlich der Ausbildung der Gewölbe als einhöftige Bögen (in einer der Six-Mile-Creek-Talsperre, vergl. „Mitteilungen“ Nr. 24, Jahrg. 1916, entsprechenden Schalenform) gewisse Vorzüge zuerkannt werden. Am Beispiel einer Stau-mauer von 30 m Höhe, aufgelöst in Pfeiler mit ebener Decke, wird dann die statische Berechnung durchgeführt und zwar wird für Pfeiler gleichbleibender Stärke, wie für solche mit nach unten zu-

nehmender konischer Form der Rechnungsgang für eine sparsame Ausbildung der Konstruktion dargelegt. Im Gegensatz zu Link, der verlangt, daß die Mittellast aller auf den Pfeiler wirkenden Kräfte durch die Mitte des Basis-Querschnittes des Pfeilers gehen solle, läßt Ziegler dabei einen Verlauf im inneren Drittel zu. Um ein Bild von dem Einfluß der einen oder anderen Annahme auf die Pfeiler-Abmessungen zu gewinnen, ist die Berechnung sowohl für den Durchgang der Schlußlinie durch die Fugenmitte als für den Durchgang durch den luftseitigen Drittpunkt durchgeführt. Die Ergebnisse sind übersichtlich tabellarisch zusammengestellt. Einen Vergleich ausgeführter Stau-mauern nach dem Ambursen-Typ. Als konstruktives Beispiel wird, wie in unserem Artikel, die Guayabal-Talsperre auf Porto-Rico zur Darstellung gebracht, die ebenfalls nach diesem System ausgeführt ist und wohl das bisher bedeutendste Beispiel einer Talsperre in aufgelöster Bauweise darstellt. —

20. Hauptversammlung des „Deutschen Beton-Vereins“. Während die Tagungen der verschiedenen der Ton-, Kalk- und Zement-Industrie angehörigen Vereine sonst kurz hintereinander abgehalten wurden, wird der „Deutsche Beton-Verein“ in diesem Jahr laut einem kürzlich von seinem Vorstand gefaßten Beschluß seine 20. Hauptversammlung erst am 19. April d. J. abhalten. Sie findet wie üblich in Berlin und mit Rücksicht auf die Kriegslage nur im engeren Kreise im Hotel „Kaiserhof“ statt. Die Tages-Ordnung wird noch bekannt gegeben. —

Inhalt: Die Bedeutung der Stufenfilter und die Erweiterung des Wasserwerkes der Stadt Magdeburg. — Werdegang des „Vereins Deutscher Portland-Cement-Fabrikanten“ in 40 Jahren. — 40. General-Versammlung des „Vereins Deutscher Portland-Cement-Fabrikanten“. — Professor Dr.-Ing. h. c. Rudolf Dyckerhoff †. — Vermischtes. —

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin.
Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselein in Berlin.
Buchdruckerei Gustav Schenck Nachflg. P. M. Weber in Berlin.

DEUTSCHE BAUZEITUNG

MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-
CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

14. Jahrgang 1917.

NO 6.

Die Bedeutung der Stufenfilter und die Erweiterung des Wasserwerkes der Stadt Magdeburg.

Vom Geheimen Baurat Peters, Stadtbaurat in Magdeburg. (Schluß.)



gesamtanordnung und Einzelheiten des Bauwerkes samt den technischen Einrichtungen der Kaskaden und Filterbecken mit ihren Rohrleitungen, Schiebern, Ausläufen usw. ergeben sich aus den in Nr. 5 vorausgeschickten Abbildungen 5 und 6 des Inneren, sowie aus Grundriß und Schnitt Abb. 7 und 8, S. 43, und

der Darstellung konstruktiver Einzelheiten in Abb. 9 bis 11, S. 44 u. 45. Jedes der beiden Stufenfilter hat danach eine Länge von 55,77 m bei 58 m Tiefe im Inneren gemessen. Die Einteilung der Filterstufen und Abteilungen ist bei beiden die gleiche. Stufe 1 hat mit 8 Becken von je 20 qm Fläche eine Länge von 3,3 m,

Stufe 2 mit Becken von je 35 qm Fläche eine Länge von 5,45 m; Stufe 3 hat 64 qm Beckenfläche bei 9,6 m Länge und Stufe 4 bei 147 qm Fläche 22,7 m Länge. Die verschiedenen Maße sind durch das verschiedenartige Filtermaterial bedingt, das sich in seinem Korn von Taubenei-Größe (20—30 mm) in Stufe 1, bis zur Erbsengröße (5 mm) in der 4. Stufe herabmindert. Der Korngröße entsprechend wird dem Durchgang des Wassers ein umgekehrt proportionaler Widerstand entgegengesetzt; es werden bei gleichem Ueberdruck verschiedene Filtergeschwindigkeiten erzeugt, die in Stufe 1 rd. 8 m, in Stufe 2 rd. 4,8 m, in Stufe 3 rd. 2,7 m und in Stufe 4 rd. 1,2 m betragen.

Das Rohwasser wird bis zur höchsten Stelle durch ein 110 cm i. L. weites Zuleitungsrohr aus bewehrtem Beton hochgedrückt und fällt durch mit weißen Mett-

Werdegang des Vereins Deutscher Portland-Cement-Fabrikanten in 40 Jahren.

Nach dem Vortrag von Dir. Dr. Goslich-Züllchow i. P., gehalten auf der 40. General-Vers. des Vereins zu Berlin 1917. (Schluß.)



Von Mischzementen war lange Zeit nichts mehr zu hören. Die kurze Epoche des Puzzolan-Zementes konnte dem Portland-Zement keinen Abbruch tun, da diese Mischung von gelöschtem Kalk und in Wasser granulierter Schlacke unter offener Flagge segelte. Ueberdies ließ die geringe Lager-Festigkeit das Erzeugnis bald wieder vom Bauplatz verschwinden. Ernsthafter wurde dagegen das Angebot durch Nichtmitglieder von Zement-Marken, die als Portland-Zement bezeichnet 30—40 % granulierter Schlacke enthielten. Der Nachweis über die Menge des Zusatzes auf chemischem Weg war sehr schwierig, es mußte das Laboratorium von Dr. Fresenius in Wiesbaden zu Rate gezogen werden. Der Versuch, auf dem Prozeßweg diesem Erzeugnis die Führung des Namens Portland-Zement zu verbieten mißlang, da es versäumt war, den Begriff Portland-Zement durch Patent oder Gebrauchsmuster zu schützen. Schon bei der ersten Aufstellung der Normen hatte Dr. Delbrück eine Festlegung des Begriffes angestrebt, was aber als überflüssig damals abgelehnt wurde. Nach diesem Erfolg stellten die mischenden Fabriken beim preuß. Minister der öffentl. Arbeiten den Antrag, ihr Erzeugnis bei allen öffentlichen Bauten zuzulassen. Zur Prüfung der Frage wurde 1902 von diesem eine Kommission eingesetzt, die

nach jahrelangem Arbeiten zu dem Beschluß kam, den der Minister bestätigte, daß unter gewissem Vorbehalt, d. h. wenn die Luftfestigkeit genüge, gegen die Misch-Zemente nichts einzuwenden sei. Da die mischenden Fabriken nun, was sie von vornherein hätten tun sollen, versprochen ihrem Erzeugnis nicht mehr als 30 % granulierte Schlacke zuzusetzen und es zugleich als „Eisen-Portland-Zement“ zu bezeichnen, so hatte der Kampf für die Vertreter des reinen Portland-Zementes an Schärfe und Bedeutung verloren.

Alle diese Arbeiten über Schlacken-Zement, sowie die dauernde Kontrolle der Vereins-Zemente des inzwischen auf 86 Fabriken mit 20 Mill. Faß Erzeugung angewachsenen Vereins konnten nun aber nicht mehr unentgeltlich von den Fabriks-Laboratorien geleistet werden, es mußte ein eigenes Vereins-Laboratorium geschaffen werden, zu dem Dr. Delbrück noch kurz vor seinem Rücktritt vom Vorsitz im Jahr 1899 ein Grundstück in Karlshorst bei Berlin erwarb. Aber erst 1902 war das Laboratorium in Betrieb und konnte seinen ersten Bericht über die jetzt alljährlich durchgeführte Kontrolle der Vereins-Zemente liefern. Dem ersten Vorsteher des Laboratoriums, Dr. Loebell, folgte bereits 1904 Dr. Fr amm, der es heute noch leitet.

Ruhiger flossen nun unter der Leitung des neuen Vorsitzenden Hrn. Dr. Fr. Schott-Heidelberg, die Verhandlungen und Arbeiten der General-Versammlung bis auf die schon erwähnte leidige Schlackenfrage dahin. Alljährlich berichteten die einzelnen, nach und nach eingesetzten Kommissionen des Vereins, so diejenige für Raum-

lacher Platten bekleidete Oeffnungen in einen Umlaufkanal; von da aus gelangt es in eine geschlossene Verteilungsrinne und wird weiter über das Filtermaterial verteilt. Die Ueberläufe sind mit weiß glasierten Schrägsteinen Mettlicher Fabrikates abgedeckt. Der Ablaufschacht, dem das von der Filtertreppe selbsttätig herabfließende Wasser als Endfiltrat der letzten Stufe überwiesen wird, ist ebenfalls wie der obere Zulauf mit weißen Fliesen verkleidet, um mit bloßem Auge die reinigende Wirkung der Filter im Vergleich mit dem Rohwasser des Einlaufes erkennen zu lassen. Aus dem Ablaufschacht wird schließlich das stark gereinigte Wasser mittels gußeiserner Rohrleitung zur weiteren Verarbeitung, zunächst in den Schnellsandfiltern, fortgeleitet.

Die oberste Zuführungsstelle des Rohwassers wurde äußerlich beim neueren Stufenfilter B durch einen mit Kupfer abgedeckten Kuppelbau hervorgehoben, der auch nach Hinzufügung des Aufbaues für das ältere Stufenfilter A noch als Mittelpunkt der Gesamtanlage beherrschend in die Erscheinung tritt (Vergl. Abbildung 2 und 3 in No. 5). Es ist auf diese Weise auch eine eindrucksvolle architektonische Wirkung angestrebt und erreicht worden, worauf bei der Bedeutung dieses an Umfang größten Bauwerkes unter den sonst natürlich ganz schmucklosen und nüchternen Bedürfnisbauten der Wasserwerks-Anlage einigermaßen Wert gelegt werden durfte. Mit Rücksicht auf diese Erwägung der einheitlichen Gestaltung des gesamten Stufenfilterbaues lag die Notwendigkeit vor, bei Ueberbauung des ersten, älteren Teiles der Anlage soweit als angängig die Höhen-Entwicklung einzuschränken, um den Aufbau des dahinter liegenden Filters B mit dem Kuppelbau nach wie vor zur Geltung kommen zu lassen.

Uebrigens war mit der möglichsten Herabminderung des Aufbaues für Stufenfilter A natürlich auch eine wünschenswerte Verbilligung der Baukosten verbunden, die sich damit nur auf 100 500 M. belaufen haben, d. h. 30 M. für 1 ^{qm} Gebäudefläche bzw. 44 M. für 1 ^{qm} reine Filterfläche berechnet. Unter Benutzung der Fundamente für die Betonstützen der nachträglichen Ueberbauung, für welche von vornherein die nötigen Aussparungen bei Herstellung des offenen Kaskadenbaues bereits vorgesehen waren, mußte sich das Endergebnis beim Filter A natürlich erheblich günstiger herausstellen gegenüber dem höheren und durchweg massiven Aufbau über Filter B.

Für den letzteren können diese Kosten nicht getrennt angegeben werden. Die Gesamtkosten einschließlich der sehr schwierigen Gründung des Kas-

kaden-Unterbaues haben sich aber bei Stufenfilter B auf 508 000 M. gestellt, d. h. 152 M. für 1 ^{qm} Gebäude- und 223,5 M. für 1 ^{qm} Filter-Fläche. Demgegenüber betrugen die Kosten des Chabal-Filter 348 100 M., mit Aufbau also insgesamt 448 600 M., was einem Einheitspreise von nur 134 M. für die Baufläche und 197 M. für 1 ^{qm} Filterfläche entspricht. Der Kosten-Unterschied ist hauptsächlich durch die teureren Gründungsarbeiten bei Filter B sowie in der leichteren Konstruktion des Ueberbaues von Filter A begründet.

Während der Aufbau des nördlichen Filters über der vierten d. h. tiefsten Stufe die Höhe von 4,85 m bis zur massiven Betondecke erhalten hat, die im übrigen Gebäude 4 m beträgt, begnügte man sich für den Aufbau über dem alten Stufenfilter an der niedrigsten Stelle zunächst dem Portal der südlichen Frontwand mit einer Höhe von 2,19 m, die sich bis zu 3,01 m an den höchsten Stellen über den beiden mittleren Stufen steigert. Dieser Höhenunterschied tritt übrigens äußerlich kaum in die Erscheinung (vergl. Abbildung 4 in No. 5), ebenso wenig wie die Verschiedenheit der Anordnung der Oberlichter und des sonstigen Aufbaues beider Filtergehäuse oder die Unterschiede der Baustoffe für die Deckenherstellung im Inneren auffallen, für die bei Filter A — während Filter B mit Schillerdecke versehen ist — nur Holzsparrn mit Brettschalung gewählt werden durfte. Die Eindeckung erfolgte überall mit Ruberoid der Ruberoidwerke A.-G. Hamburg in doppelter Lage, dem einzigen Baustoff, der bei der außerordentlich geringen Dachneigung von 1:50 in Betracht kommen konnte. Eine Beheizung mittels Rippenheizkörpern, die mit Dampf aus der Kesselanlage des Wasserwerkes gespeist werden, ist vorgesehen, um den Betrieb auch während der kältesten Periode aufrecht erhalten zu können. Für Abend- und etwaigen Nachtbetrieb ist elektrische Beleuchtung eingerichtet. Das Tageslicht wird dem Innenraum in reichlichem Maße durch die zahlreichen aufstellbaren Fenster in den Frontwänden, außerdem durch Dachoberlichter und das in Eisen und Glas hergestellte Satteldach des den ganzen Filterbau in seiner Hauptachse durchquerenden erhöhten Mittelteiles zugeführt (vergl. Abbildung 5 in No. 5), der außerdem in seinen aufgeständerten Seitenwänden die Anordnung von großen Fensteröffnungen zur besseren Belichtung und Durchlüftung der gewaltigen Halle gestattete. Der Vorbedingung der ganzen Bauanlage: Licht und Luft soweit irgend tunlich den Kaskaden und Filterbecken auch ungeachtet ihrer Ueberdeckung zu Teil werden zu lassen, ist auf diese Weise im ausgiebig-

Beständigkeit, für Normal-Sand, für Versuchs-Geräte und die zuletzt eingesetzte kaufmännische Kommission. Erwähnt sei hier, daß der Vorstand nach Aufnahme wirtschaftlicher Fragen in die Vereinsarbeiten noch durch 3 kaufmännische Mitglieder ergänzt worden war.

Auch die unter Vorsitz von Dr. Rud. Dyckerhoff arbeitende Meerwasser-Kommission konnte alle Jahre einen reichen Schatz neuer Beobachtungen und Erfahrungen mitbringen. Sie war eingesetzt worden, um fest zu stellen, woran es liege, daß sich Portland-Zement-Beton im Meerwasser in Deutschland, England, Frankreich, Rußland so verschieden verhalten hat, teils ausgezeichnet, teils große Schäden zeigend, Erfahrungen, die schon Anfangs der 90er Jahre v. Jahrh. gemacht wurden. Es sollte festgestellt werden, ob die Ursache in der Verschiedenheit der Zemente, der Zuschläge, der Herstellung des Betons, d. h. seines Mischungs-Verhältnisses und seiner Verarbeitung zu suchen sei. Das preuß. Ministerium der öffentl. Arbeiten stellte bereitwilligst seine Arbeitskräfte auf Sylt zur Verfügung in der Annahme, daß ein Beton, der der dortigen wilden See widerstehe, überall beständig sei. Es wurden nun nicht nur kleine Zementkörper, sondern auch große Betonblöcke auf Sylt der See übergeben und in einem dort eigens vom Verein erbauten Laboratorium fortlaufende Untersuchungen angestellt. Nebenher liefen natürlich Vergleichsversuche in Süßwasser. Die Oberaufsicht über die Arbeiten übte das kgl. Material-Prüfungsgamt Berlin aus, das an den gesamten Arbeiten auch aktiv teilgenommen hat. Die Arbeiten über Stampfbeton, der erst nach monatelanger Erhär-

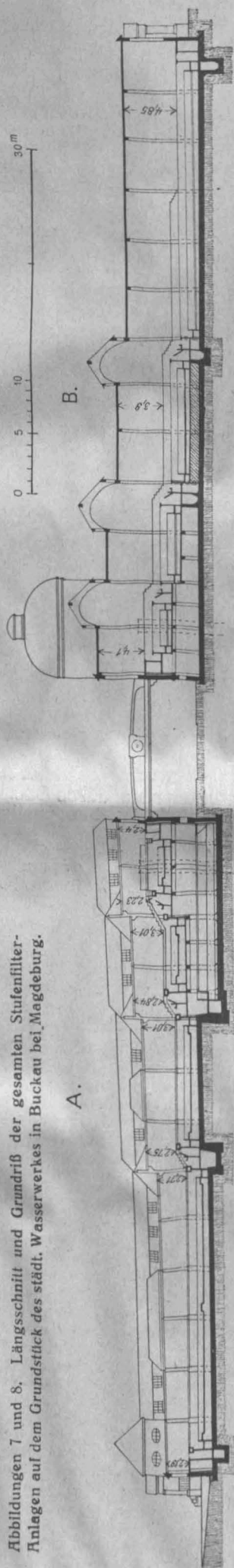
tung in See kommt, sind abgeschlossen. Man kann das Ergebnis wohl dahin zusammenfassen, daß an Kieselsäure reiche Zemente in Seewasser widerstandsfähiger sind, daß — guten Sand und Schotter vorausgesetzt — Mischungen von 1 Zement:3 Sand die Magerungsgrenze darstellen, um allen Einflüssen der See zu widerstehen. Die Versuche mit Schüttbodyeton sind noch im Gange.

Die Hauptversammlungen des Vereins zogen das Interesse immer weiterer Kreise auf sich. Schon 1904 waren 600 Besucher eingeschrieben. Zwei Verhandlungstagen wurde allmählich regelmäßig noch ein dritter hinzugefügt, auf dem Neuerungen für den Fabrikbetrieb besprochen und auch von den Maschinenfabriken auf den Markt gebracht wurden. Dieses, zuletzt etwas reklamehaft gewordene Treiben ist neuerdings wieder etwas eingeschränkt worden.

Die schon 1906 hervorgetretene Ueberproduktion ließ den Wunsch aufkommen, das breite Publikum noch mehr den Betonbauweise bekannt zu machen, um dadurch den Zement-Absatz zu heben. Deshalb wurde die Beilage zur „Deutschen Bauzeitung“, die die Bezeichnung „Mitteilungen über Zement, Beton- und Eisenbetonbau“ trägt, unterstützt und wurden bedeutende Mittel als Zuschuß zu den Arbeiten des „Deutschen Ausschusses für Eisenbeton“ bereit gestellt. Dieser hochbedeutende Ausschuss ist auf Anregung des „Deutschen Betonvereins“ und des „Vereins deutscher Architekten und Ingenieur-Vereine“ vom preuß. Minister der öffentl. Arbeiten eingesetzt, um durch die Versuche zu bestätigen

(Fortsetzung S. 44.)

Abbildungen 7 und 8. Längsschnitt und Grundriß der gesamten Stufenfilter-Anlagen auf dem Grundstück des städt. Wasserwerkes in Buckau bei Magdeburg.



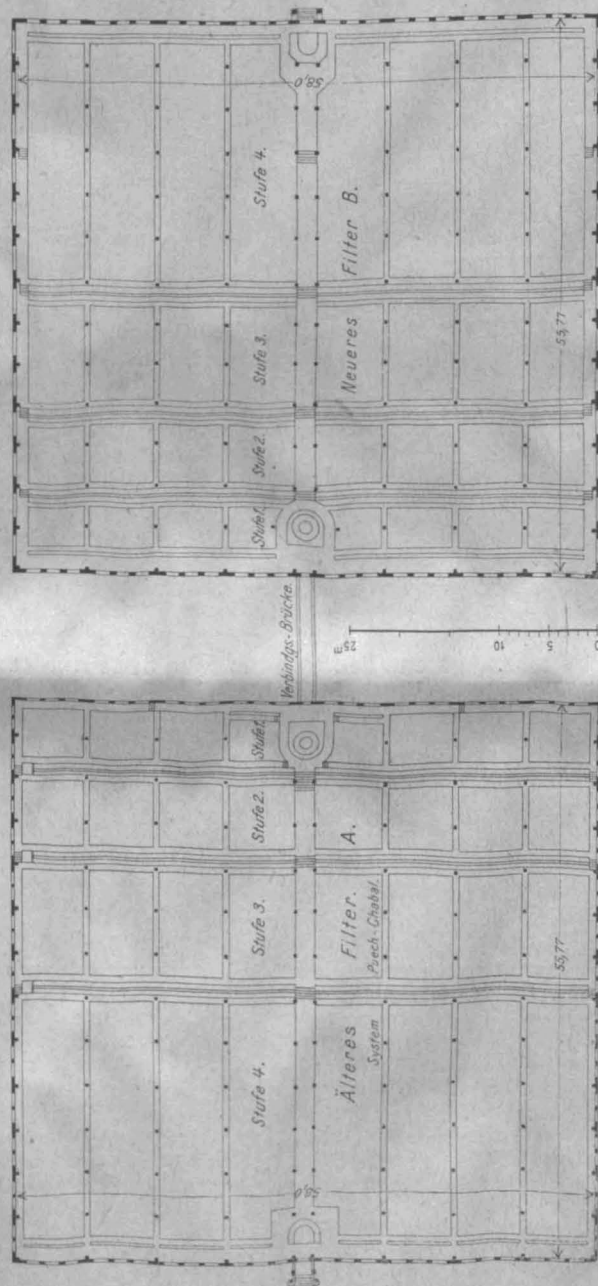
sten Umfang entsprochen worden.
Bemerkenswert ist, daß die Ueberbauung des offenen Stufenfilters in der verhältnismäßig kurzen Zeit von etwa 6 Monaten ohne Unterbrechung des Kaskadenbetriebes ausgeführt werden konnte, und zwar das bei den überaus be-

für jeden einzelnen Unternehmer nach Möglichkeit genau vorher berechnet war. Abgesehen von wenigen Zwischenfällen hat der Arbeitsplan durchweg eingehalten werden können. Im ersten Zustand der Ausführung der Erdarbeiten für die Frontmauern sind kriegsgefangene französische und belgische Arbeiter vorübergehend eingestellt worden.

Während das ältere Stufenfilter seinerzeit durch die französische Bauingenieur-Firma in den Jahren 1907—1909 hergestellt wurde, entschied sich die städtische Verwaltung zur Ausführung des Erweiterungsbaues von Stufenfilter B durch eine deutsche Firma, nämlich die Zementbau-Aktien-Gesellschaft Hannover, von

der sie in den Jahren 1912 bis 1914 in mustergültiger Weise bewirkt wurde. Die Ausführung der gleichzeitig erforderlich gewordenen umfangreichen Neubauten eines Schnellsandfilters von 3330 qm Filterfläche, Ueberdeckung von Feinsandfiltern, soweit sie noch offen angelegt waren, Herstellung eines Reinwasserbeckens von 10 000 cbm Inhalt wurde unter Oberleitung des Stadtbaurates Dr. - Ing. Henneking der Leitung des damaligen Stadtbauinsp. Dr.-Ing. E. Fischer, jetzt Stadtbaurat in Spandau, übertragen. Mit dem Bau war im Frühjahr 1912 begonnen, die Vollendung erfolgte im Herbst 1914, also bereits in der Kriegszeit. Durch die Heranziehung einer leistungsfähigen deutschen Firma ist man noch glücklicherweise den großen und peinlichen Schwierigkeiten entgangen, die zweifellos bei einer Uebertragung der Betonarbeiten an eine Unternehmerfirma einer feindlichen Nation der Stadt bereitet worden wären, wenn schon man sich aus einem Gefühl der Billigkeit zunächst an die Entwurfs - Verfasser und Unternehmer der ersten Stufenfilter - Anlage in Deutschland wenden zu müssen geglaubt hat.

Die Leitung der Arbeiten zur nachträglichen Ueberdeckung des Stufenfilters A lag in Händen des Unterzeichneten; die Ausführung der Kaska-

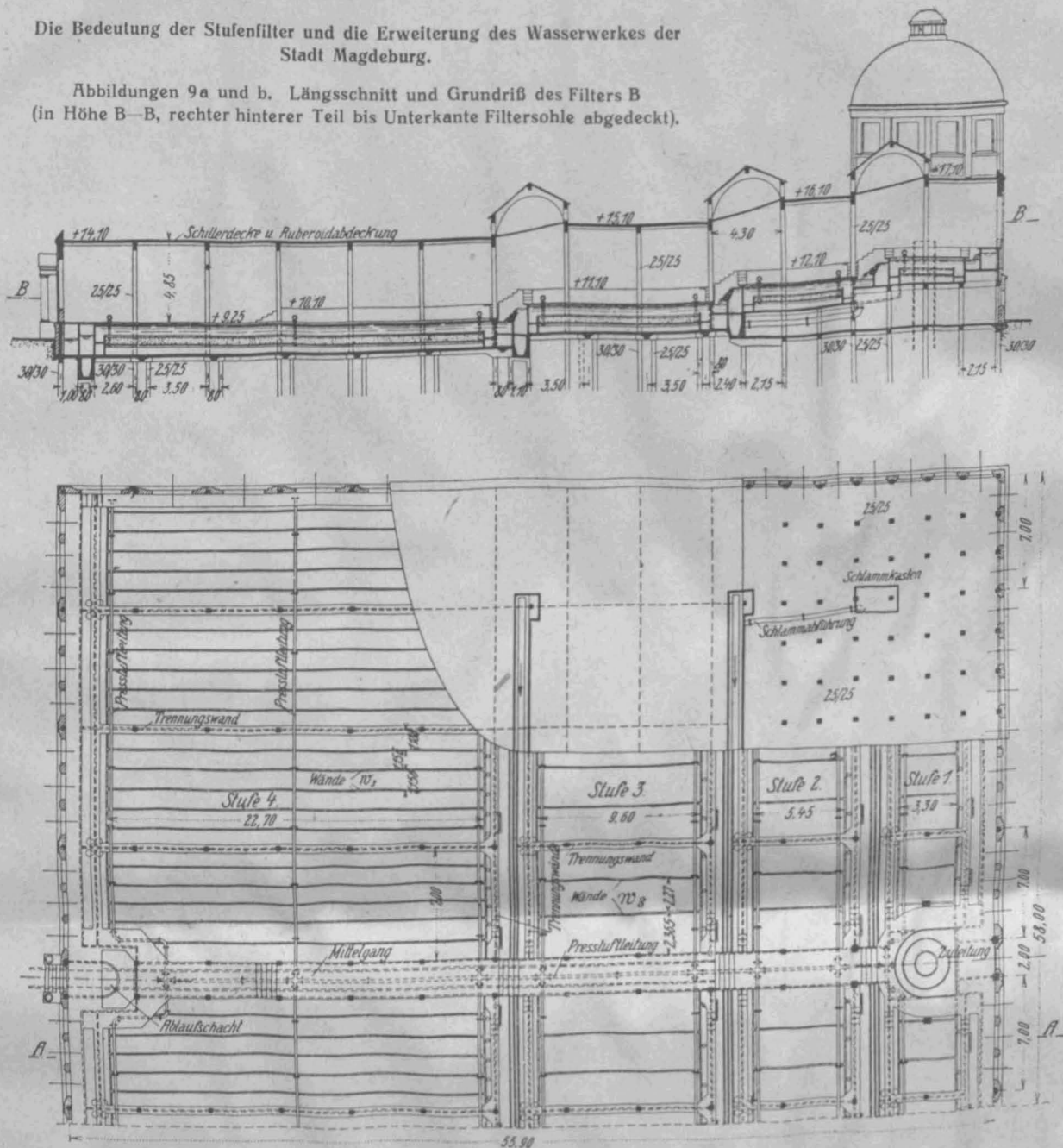


den-Anlage hatte seinerzeit unter seiner Oberleitung der inzwischen verstorbene kgl. Baurat Beer bewirkt. Die Ausführung der Eisenbetonarbeiten war der Firma Windschild & Langelott in Dresden übertragen, welche die mit Eisen bewehrten quadratischen Pfosten auf der Baustelle herstellte und mit geringfügiger Aufwendung von Rüstung, hauptsächlich zur Abdeckung und Schonung der jeweilig dafür außer Betrieb gesetzten Filter-Abteilungen fertig in die, wie schon erwähnt, gleich beim ersten Bau vorsichtiger Weise ausgesparten Löcher in den Scheidemauern des Stufenfilters versetzte. Die Eisenarbeiten zur Herstellung der Oberlichter wurden an die Firma Glasdachindustrie G. Zimmermann in Stuttgart

den-Anlage hatte seinerzeit unter seiner Oberleitung der inzwischen verstorbene kgl. Baurat Beer bewirkt. Die Ausführung der Eisenbetonarbeiten war der Firma Windschild & Langelott in Dresden übertragen, welche die mit Eisen bewehrten quadratischen Pfosten auf der Baustelle herstellte und mit geringfügiger Aufwendung von Rüstung, hauptsächlich zur Abdeckung und Schonung der jeweilig dafür außer Betrieb gesetzten Filter-Abteilungen fertig in die, wie schon erwähnt, gleich beim ersten Bau vorsichtiger Weise ausgesparten Löcher in den Scheidemauern des Stufenfilters versetzte. Die Eisenarbeiten zur Herstellung der Oberlichter wurden an die Firma Glasdachindustrie G. Zimmermann in Stuttgart

Die Bedeutung der Stufenfilter und die Erweiterung des Wasserwerkes der Stadt Magdeburg.

Abbildungen 9a und b. Längsschnitt und Grundriß des Filters B (in Höhe B—B, rechter hinterer Teil bis Unterkante Filtersohle abgedeckt).



oder zu verbessern, was Theoretiker errechnet oder vermutet hatten. Er wurde auch durch 3 Mitglieder des Zement-Vereins ergänzt, da häufig auch chemische Fragen zu erörtern sind. Diese spielen namentlich im Moor-Ausschuß eine größere Rolle, da dieser Ausschuß Baustoffe und Methoden erproben soll, um die zerstörenden Einwirkungen gewisser saurer Moorwässer auf Beton zu beseitigen. Auch diese Arbeiten wurden und werden noch mit Geld und Rat vom Verein unterstützt.

Berichte über diese Arbeiten, über den sich immer mehr ausbreitenden Drehofen mit Kohlenstaub-Gebläse, seine Schwierigkeiten und seine Wirtschaftlichkeit, sowie die ersten Versuche über Papiersäcke füllen die Protokolle der Sitzungen des Zement-Vereins und der Sektion „Zement“ des sogenannten Großen Vereins (Verein für Ton-Zement- und Kalk-Industrie). Erst 1907 ließ man die bis dahin künstlich aufrecht erhaltene Sektion fallen, der „Verein Deutscher Portland-Cement-Fabrikanten“ hält von da ab seine dreitägigen Hauptversammlungen allein ab.

Dasselbe Jahr brachte 2 hochbedeutsame Arbeiten theoretischer Natur — man kann wohl sagen, die letzten groß angelegten und durchgeführten chemischen Arbeiten über SiO_2 -Verbindungen und Portland-Zement — von Dr. Otto Schott „zur Erkenntnis der Konstitution von Portland-Zement“ und von Dr. Kanter „Erforschung über die Konstitution des Portland-Zements“. Welche Bedeutung solchen, zunächst rein wissenschaftlichen Arbeiten beigelegt wird, geht daraus hervor, daß der preuß. Minister der öffentl. Arbeiten einen Preis von 10 000 M.

für die Ergründung der Konstitution des Portland-Zementes ausgesetzt hat, dem der Verein seinerseits 5000 M. hinzufügte — aber bis heute war es vergebliches Bemühen. Wenn wir ganz ehrlich sein wollen, so müssen wir eingestehen, daß wir auch heute noch nicht wissen, was Portland-Zement ist. Es sei hier noch erwähnt, daß auch von anderer Seite und auf anderem Wege versucht worden ist, dem großen Geheimnis der Konstitution des Portland-Zementes näher zu kommen, indem der Verein auch die Arbeiten zweier Forscher auf dem Gebiet der Petrographie zu diesem Zweck unterstützt hat. Auch über diese Arbeiten geben die Vereins-Protokolle Aufschluß.

Auch für andere Ziele sind die Mittel des Vereins und seiner Mitglieder stets zu haben gewesen, so sind von ihnen zum Bau des „Deutschen Museums“ in München 450 Eisenbahnwagen-Ladungen Portland-Zement gestiftet worden.

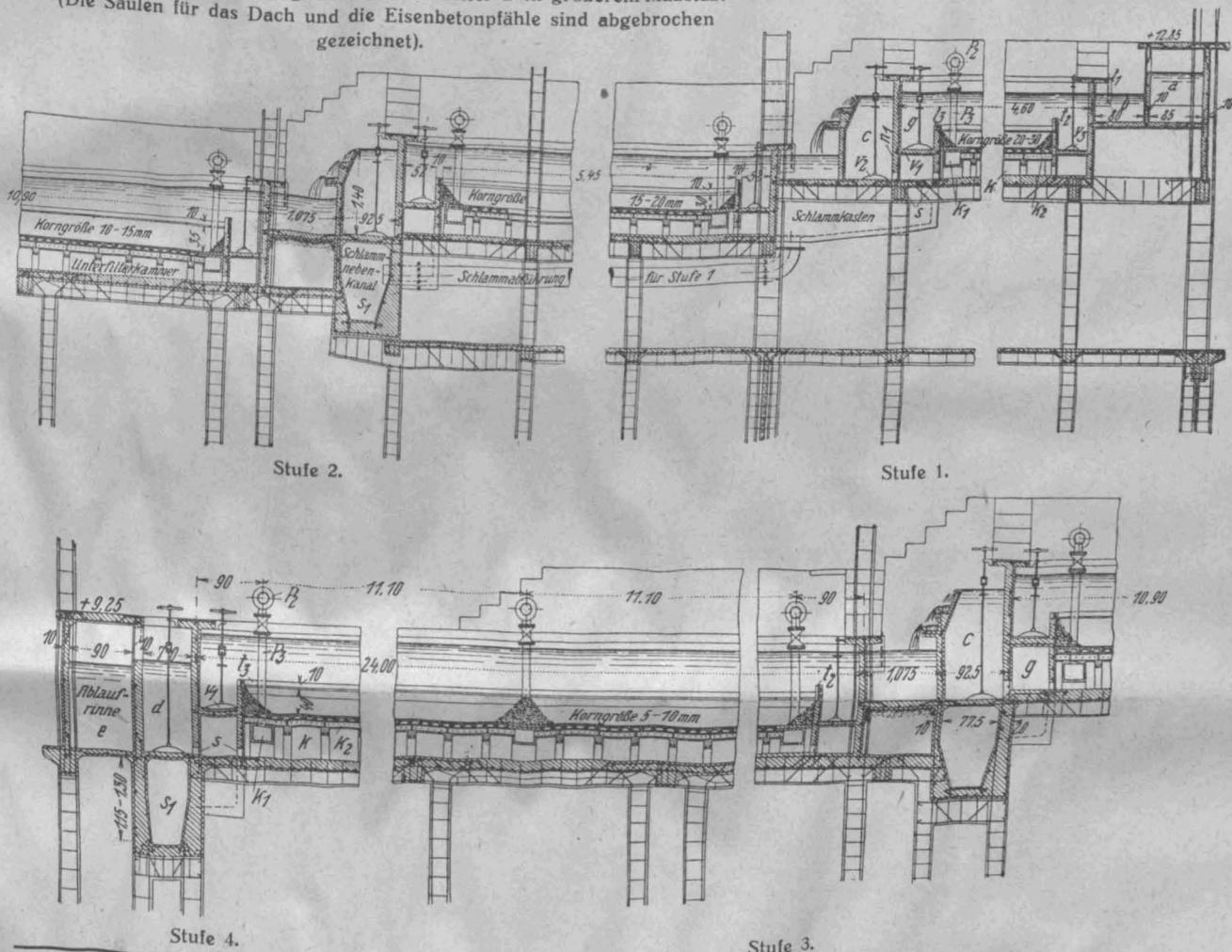
Inzwischen hatte die unablässig arbeitende Kommission zur Revision der Normen einen neuen Weg zur Prüfung der Luftfestigkeit des Portland-Zementes beschritten und die sogen. „kombinierte Lagerung“ angewendet, um das Verhalten des Zements bei seiner bei weitem überwiegenden Verwendung zu Luftbauten zuverlässig und den tatsächlichen Verhältnissen entsprechend festzustellen. Nicht leichtfertig brachte der Vorsitzende des Ausschusses seine Verbesserungs-Vorschläge vor, waren doch an 3—4 Prüfungsstellen u. a. auch im kgl. Material-Prüfungsamt Berlin Parallel-Proben ausgeführt worden, die 30 000 Einzelproben umfaßten. Das Ergebnis konnte Dr. Müller auf der General-Versammlung in Heidelberg am 13. Oktober 1908 vortragen. Die neuen Vorschläge der

einschließlich Glaslieferung vergeben. Die schmiedeisernen Fenster in den Frontwänden sind von der G. m. b. H. Dresdener Eisenhochbau in Radebeul-Dresden geliefert. Alle übrigen vorkommenden Arbeiten hatten Magdeburger Firmen übernommen.

Die Wasseruntersuchung wies nach dem Wasserwerksbericht für den Monat Dezember 1916 die nachfolgenden Zahlen auf. Bei einem ziemlich niedrigen Pegelstand am 28. Dezember von 1,36 m an der Strom-

Brücke, der für die Beschaffenheit des Rohwassers natürlich nicht günstig ist, ergab für die chemische Untersuchung in 100 000 Teilen: Gesamtrückstand 32,33, Glühverlust 4,87, Oxydierbarkeit (Sauerstoffverbrauch) 0,57, Kalk 6,70, Magnesia 1,73, Chlor 7,35, Kochsalz in 1 l Wasser 0,121 gr. Diese chemische Verunreinigung, die leider nicht weiter zu beseitigen ist, wechselt je nach den Wasserständen des Elbstromes. Die bakteriologische Untersuchung ergab als Durchschnittsergebnis der dreimaligen Filterung

Abbildungen 10a u. b. Längsschnitt durch Filter B in größerem Maßstab.
(Die Säulen für das Dach und die Eisenbetonpfähle sind abgebrochen gezeichnet).



revidierten Normen sind jetzt von allen deutschen Bundesstaaten angenommen worden.

Aus Ueberlastung mit Geschäften legte der langjährige Vorsitzende des Vereins Hr. Dir. Dr. Fr. Schott im Jahr 1909 sein Amt nieder. Dir. Dr. Müller-Rüdersdorf, der heute noch seines Amtes wartet, trat an seine Stelle. Was seitdem im Verein geschehen ist, sei hier nur noch kurz angedeutet, wobei zwei wichtige Vorgänge hervorgehoben werden sollen, die Schaffung eines einheitlichen Analyseverfahrens für Portland-Zement und die Gründung der „Centralstelle zur Förderung der Deutschen Portland-Cement-Industrie“.

Die chemische Analyse hatte größere Bedeutung für den Portland-Zement gewonnen durch Festsetzung eines Höchstgehaltes an SO_2 in den argentinischen Normen und des zulässigen MgO -Gehaltes in den deutschen Normen. Es war nun aber mehrfach vorgekommen, daß in Streitfällen verschiedene Laboratorien nach verschiedenen Methoden zu abweichenden Ergebnissen kamen. Um dem ein Ende zu machen, wurde unter Beihilfe von Autoritäten auf dem Gebiet der chemischen Analyse ein einheitlicher Analysegang festgelegt, ein Weg, den die Dünger- und die Zucker-Fabriken schon lange eingeschlagen hatten.

Was die zweite Frage betrifft, so hatten namentlich kaufmännische Mitglieder des Vereins schon lange eine in anständigen Grenzen gehaltene Werbearbeit für den Portland-Zement für notwendig erachtet. Dieser Wunsch nahm greifbare Form an nach Vorträgen, die von den Hrn. Dr. Otto Schott und Prof. Gary über die großangelegte amerikanische Propaganda gehalten worden waren. Im

Jahr 1912 wurde der Beschluß gefaßt, eine Auskunftsstelle für Zement zu schaffen, ähnlich einer schon in Heidelberg für Süddeutschland in kleinerem Rahmen bestehenden Einrichtung, und dafür Mittel bereit zu stellen. Im folgenden Jahr konnte berichtet werden, daß diese Zentralstelle für Portland-Zement bereits ins Leben getreten sei und ihr Vorsteher Hr. Reg. Bmstr. a. D. Dr.-Ing. Riepert konnte über die ersten schwierigen Schritte dieser Neuorganisation berichten. Wie sich diese Zentralstelle entwickelt, welche große Arbeit sie geleistet hat, namentlich zuletzt bei den Verhandlungen für den Zusammenschluß aller deutschen Zement-Fabriken zum großen deutschen Zementbund, darf als bekannt vorausgesetzt werden.

Das ist in großen Zügen die Geschichte des Vereins bis in die neueste Zeit. Die beiden Kriegsjahre 1915 und 1916 brachte nur geschäftliche Kriegs-Sitzungen und beeinträchtigte die Fortsetzung der Arbeitspläne der Vereins-Ausschüsse naturgemäß. In einer Aufgabe aber hat der Verein auch im Kriege nicht nachgelassen, in der unachtsamlichen Verfolgung aller Verfälscher des Portland-Zementes. Er hat den Grundsätzen nachgestrebt, die Dr. Delbrück seiner Zeit in einem im Verein für Gewerbefleiß gehaltenen Vortrag aufgestellt hat: „Es ist unsere heilige Pflicht, den Idealen des Lebens höchste Beachtung zu schenken, Wahrheit, Treue, Recht zu pflegen und diese Ideale ins praktische Leben auf unseren Handel und unsere Ware zu übertragen.“ In der Verfolgung dieses Zieles ist der „Verein deutscher Portland-Cement-Fabrikanten“ in 40 Jahren groß geworden und damit hat er sich allseitige Achtung erworben. —

bei einem Keimgehalt des Rohwassers von 7081 Keimzahlen für die Stufenfilter 514, sodaß also der Keimverlust sich auf 6567 beläuft. Nach Verarbeitung auf den Schnellsandfiltern verblieben nur noch 24 Keime für die letzte Filterung auf den Feinsand-Filtern, die schließlich für die Reinwasserleitung zur Stadt ein fast keimloses Endfiltrat abzuliefern vermochten. Allein die Tatsache, daß durch die Stufenfilter eine Ausscheidung von 92,7 % der im Rohwasser enthaltenen Keime bewirkt wird, sodaß für die weitere Verarbeitung auf den Schnell- und Feinsand-Filtern nur noch 7,3 % verbleiben, beweist die ungeheure Wichtigkeit, welche den Stufenfiltern als Vorreinigern beizumessen ist, bevor das fast so gut wie geklärte und keimfrei gewordene Rohwasser den letzten Feinsandfiltern zugeführt wird, deren Lebensdauer und Leistungsfähigkeit damit außerordentlich gesteigert werden kann.

Für die Gesamtkosten der seit 1907 ausgeführten

Erweiterungen des Magdeburger Wasserwerkes waren bewilligt an Baukosten für die erste Erweiterung mit der Inbetriebnahme im Juni 1909: 1226000 M.; an Baukosten für die zweite Erweiterung mit der Inbetriebnahme im Herbst 1914: 1554000 M. zusammen also 2780000 M. Diese Bausumme wurde jedoch nicht vollständig verbraucht, es konnte sogar noch ein erheblicher Anteil für die nachträgliche Ueberdeckung des Stufenfilters A zur Verfügung gestellt werden.

Jedenfalls darf die Ausführung dieser umfangreichen letzten Erweiterungen zur Vervollkommenung der Leistungsfähigkeit des Magdeburger Wasserwerkes mit als ein rühmliches Beispiel für die Tatsache angeführt werden, daß trotz aller Drangsale des gewaltigen Weltkrieges die Erledigung von Friedens-Aufgaben großer Gemeinwesen nicht geruht hat und Dank der Leistungsfähigkeit der deutschen Technik einwandfrei durchgeführt werden konnte. —

Der neue Ortpfahl,
System Zimmermann
(D. R. P.)

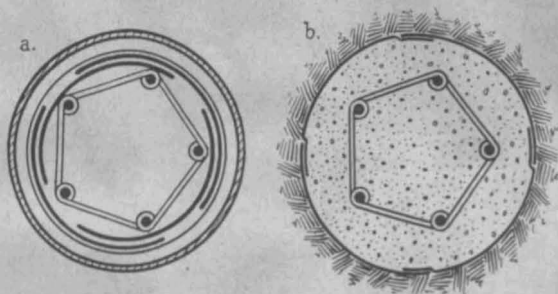


Abbildung 4a. Isolierhülle im Rohr,
4b desgl. am fertigen Pfahl als Schutz in
Moorwässern usw.

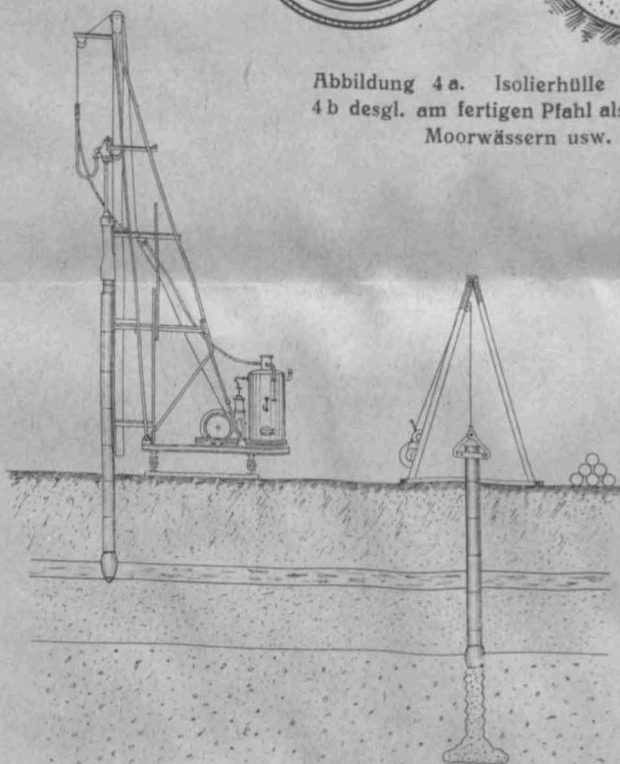


Abbildung 3. Herstellungsvorgang.



Abb. 2. Pfahl und Ramm-Junger.

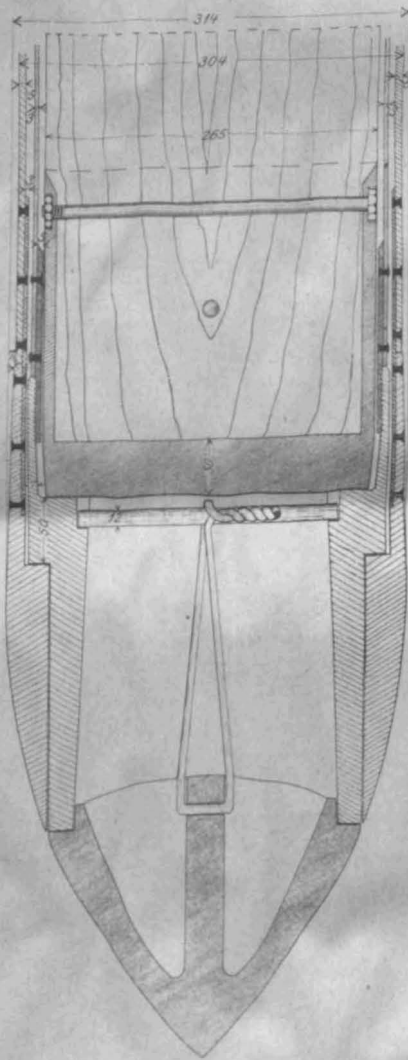


Abbildung 1. Pfahlspitze.

Der neue Ortpfahl, System Zimmermann (D. R. P.)

Von Dr.-Ing. H. Nitzsche-Frankfurt a. M.

Welche große Rolle der Beton- und Eisenbeton-Bauweise im modernen Grundbau zugefallen ist, ist allgemein bekannt, ebenso, daß besonders auf dem Gebiete der Pfahlgründungen seit langem fleißig und vielfach sehr erfolgreich erfunden worden ist. Ältere Systeme sind aus Erfahrungen heraus verbessert worden, neue Systeme sind entstanden und bringen neue Vorzüge heran, deren möglichst viele in einem System zu vereinigen, das natürliche Bestreben der Erfinder ist. Um die Bekanntgabe einer neuen Pfahlbauweise soll es sich im folgenden handeln und zwar des Zimmermann'schen Pfahles, Erfinder Zivil-Ing. Ludwig Zimmermann in Frankfurt a. M.

Zur Gewinnung einer Grundlage für die kritische Beurteilung dieses neuen Systems sind zunächst einige allgemeine Erörterungen am Platz. Gegenstand von Neuerungen waren in letzter Zeit fast ausschließlich diejenigen Pfähle, welche — im Gegensatz zu den mit mancherlei unbequemen Nachteilen behafteten Fertigpfählen (Ramm-pfählen) — im Erdreich selbst an Ort und Stelle ihres Bleibens hergestellt werden; ich nenne sie kurz „Ortpfähle“; auch der Zimmermann'sche Pfahl ist ein solcher Ortpfahl. Diese Ortpfähle kann man in zwei Hauptgruppen teilen und zwar nach der Art der Herstellung des Erdloches für die Aufnahme des Betons, die entweder durch Rammen oder durch Bohren erfolgt; innerhalb dieser zwei Gruppen sind weitere Unterscheidungen zu treffen danach, ob wäh-

rend des Betonierens das Erdloch zeitweise oder dauernd eine Ausfütterung hat oder nicht; nach diesen Herstellungsverfahren ordnen sich die bekanntesten und bewährten Ortpfahlsysteme in die folgende Uebersichtstafel A (S. 48).

Die wesentlichsten Vorteile und Nachteile dieser genannten Systeme, deren Herstellungsart als bekannt vorausgesetzt werden darf, lassen sich in der folgenden Uebersicht B zusammenstellen; dabei sind diejenigen Vorzüge, welche alle Ortpfähle dem Fertigpahl gegenüber besitzen, nicht jeweils wiederholt; es sind bekanntlich folgende:

1. Die Erhärtungsfrist fällt nicht (in unwirtschaftlicher Weise) der Bauzeit zur Last.
2. Die erforderliche Länge bedarf meist nicht der genauen Vorherbestimmung, es kann vielmehr bei der Mehrzahl der Systeme jederzeit die Länge dem örtlichen Erfordernis entsprechend beim Bau genau angesetzt werden.
3. Schalungskosten, Lagerplatzkosten entfallen.
4. Eine Bewehrung kann nach Erfordernis angebracht (Biegebungsbeanspruchung) oder fortgelassen werden, während sie beim Rammpahl des Rammens wegen stets erforderlich ist.

B. Uebersicht der Haupt-Vor- und Nachteile der verschiedenen Ortpfahl-Systeme.

| System | Haupt-Vorteile | Haupt-Nachteile |
|---------------------------------|---|--|
| I. Dulac. | 1. Das Verfahren ist besonders einfach, da jede Boden-Ausfütterung fehlt. 2. Gute Ausbreitung des Pahlbetons und Eindringen in das Erdreich nach Maßgabe von dessen zonaler Nachgiebigkeit und gute Fußverbreiterung, beides zufolge starker Stampfung. | 1. Abhängigkeit von der zuvor besonders zu ermittelnden Boden-Beschaffenheit. 2. Ohne Zuhilfenahme besonderer Verfahren (z. B. Tondichtung) nur in wasserfreiem und im übrigen nur in standfestem Boden anwendbar. 3. Starke Ramm-Erschütterung. |
| II. Mast. | 3. Schutz des Betons durch die Blechhülle und u. U. durch besondere Isolierhülle (gegen angreifende Wasser und Bodenarten; diese Hülle muß jedoch sehr sorgfältig hergestellt und eingebracht werden und bietet nur dann den erstrebten Schutz, wenn sie beim Stampfen unversehrt bleibt, was z. B. dann ausgeschlossen ist, wenn sie auch nur wenig zu eng ist). 4. Anwendbar bei Wasserandrang. 4a. Anwendbar auch in freiem Wasser. 5. Bewehrbar mit Eiseneinlagen. | 4. Die erforderliche Pfahl-länge muß bekannt sein; nachträgliche Verlängerung des Pfahles schwierig u. kostspielig. 5. Bei Tieferrammen ohne Verlängerung d. Blechhülle Gefahr des Nachstürzens von Erdreich. 6. Bei stark drückendem Boden u. U. Verdrückung der Blechhülle nach Entfernung der Rammjungfer. 7. Beim Ziehen der festgekeilten Jungfer Gefahr, die Blechhülle mehr oder weniger, u. U. unbemerkt, mit-zuziehen. 8. Nicht unerheblicher Kraftaufwand beim Ziehen der festgekeilten Jungfer. 9. Geringe Mantelreibung zwischen Blechhülle und Erdreich. 10. Unwirtschaftlichkeit durch Verlust der Blechhülle. ferner: 3. Da Jungfer enganschließend im Blechrohr sitzen muß. |
| III. Stern (Konus-Beton-pfahl). | 6. Erhöhung der Tragfähigkeit durch stark konische Form. ferner: 3. (abgesehen von der für Mast patentierten schützenden Isolierhülle). ferner: 4. | 11. Nur für schwebende Gründung geeignet (kurze Pfähle). 12. Bei Variante mit offener Spitze die Möglichkeit der Schädigung durch Wasserandrang. ferner: 3, 5, 6, 7, 8, 10 wie bei II. |
| IV. Raymond. | 7. In ständigem Boden ohne Blechhülle einbaubar. 8. Rammkern reibunglos ziehbar (Verstellbarkeit desselben). 9. Anwendbarkeit einer Einspül-Vorrichtung. ferner: 3, 4, 5. | 13. Gesamt-Vorrichtungen nicht sehr einfach, dadurch Verteuerung; insbesondere bei dem System mit Teleskoprohr-Satz, welcher hohe Anschaffungskosten verursacht. ferner: 3, 4, 5, 6, 9, 10. |

Den Pfählen mit verllorener Hülle gegenüber bedarf es bei denen mit wieder zu gewinnender Vortreib-Vorrichtung eines Kraftaufwandes zum Ziehen der letzteren.

Dieser kann jedoch nicht als Nachteil angeführt werden, da ihm wesentliche Vorteile gegenüber stehen, wie wohl überhaupt bei der Klasse der Ortpfähle ohne Hülle die Vorzüge in statischer und technischer Beziehung überwiegen. Auch die Möglichkeit von Schäden durch zu schnelles Hochziehen des Futterrohres erfordert, als diesen Pfahlsystemen mit zu ziehender Hülle gemeinsam, nicht besondere Anführung. Ferner ist allen mit Vortreibrohr und Spitze — also unter Erdverdrängung — gerammten Pfählen gemeinsam, daß stärkere Rammen anzuwenden sind. Bei allen Pfählen, bei welchen Wülste an Fuß oder Schaft erzeugt werden, kann deren Lage und Umfang am Betonverbrauch ermessen werden.

| System | Haupt-Vorteile | Haupt-Nachteile |
|------------------------------|--|---|
| V. Frankignoul. | 10. Rückgewinnung der Vortreibform. 11. Geringere Erschütterungen beim Rammen, da nur auf die Spitze gerammt wird (mit Bär). 12. Wenn kein Wasserandrang vorhanden, kann unter zeitweiser Entfernung der Spitze der Baugrund untersucht werden. 13. Erhöhte Tragfähigkeit durch Einpressen des Betons in das Erdreich sowohl am Pfahlfuß wie am Pfahlmantel. ferner: 4, 5. | 14. Schutz des Betons durch bleibende Hülle fehlt. 15. Bei Wasserandrang Austreiben desselben mittels Preßluftschleuse (kostspielig). ferner: 13. |
| VI. Simplex. | 14. Gänzliche Unabhängigkeit von vorheriger Ermittlung der erforderlichen Pfahllänge. 15. In schädlichen Wässern oder Bodenarten lassen sich imprägnierte fertige Pfahlstücke an den gefährdeten Stellen einfügen. 16. Der Pfahl kann mit gerammten unterem Fertigpahl verbunden werden (bei großen Längen). ferner: 4, 4a (unter Anwendung eines Schutzrohres), 5, 9, 10 (einschl. Alligatorspitze), 13. | 16. In schwerem Boden bei Wasserandrang ist die Alligatorspitze nicht verwendbar, da leicht undicht werdend. An ihrer Stelle verloren gehende massive Spitze. ferner: 3, 14. |
| VII. Wilhelm-Explosiv-pfahl. | 17. Starke Fußverbreiterung unter entsprechender Bodenverdichtung. 18. Die Knollenbildung kann innerhalb der Schaftlänge wiederholt werden. 19. Bei schwebender Pfählung Ersparnis an Pfahllänge wegen starker Eindrängung des Pahlbetons. ferner: 1 (bei weichem Boden), 4 (bei ruhigem Grundwasser), 5, 8, 10, 11, 14. | 17. Boden - Erschütterung durch die Sprengwirkung. 18. Auf besonders geeignete Bodenarten zu beschränken. ferner: 14. |
| VIII. Wilhelm-Preß-pfahl. | 20. In Verbindung mit dem Wilhelm'schen Verfahren zur Herstellung von Pfählen durch gleichzeitiges Eintreiben von Rohr und Beton kann auch bei beschränkter Arbeitshöhe gearbeitet werden (z. B. in Kellern). 21. Die Erschütterungen beim Stampfen sind mäßig. 22. Gesamtvorrichtung einfach. ferner: 4, 5, 8, 10, 13, 18. | 18. (d. h. auf solche, durch welche Beton hindurch gestampft werden kann). ferner: 14. |
| IX. Strauß-Pfahl. | 23. Fortfall schwerer Rammen, daher 24. Möglichkeit gleichzeitiger Arbeit an einer Mehrzahl von Pfählen mehr gegeben als bei anderen Systemen. 25. Fortfall jeglicher Ramm-Erschütterung. 26. Bodenproben beliebig entnehmbar. 27. Einbringung der Pfähle auch bei geringer Arbeitshöhe möglich (z. B. in Kellern, vergl. 20). | 19. Verlangsamter Arbeitsfortgang und erhöhte Kosten durch Ausbohrung des Erdloches besonders in steinigem und felsigem Boden. 20. Fehlen der stark bodenverdichtenden Rammwirkung. 21. Die erforderliche Pfahllänge kann nicht aus dem wertvollen Kriterium des Ziehens der Pfähle in den Rammhüten bestimmt werden. |

| System | Haupt-Vorteile | Haupt-Nachteile |
|----------------------------------|--|---|
| IX. Strauss- Pfahl. | ferner: 5, 10, 13, 18, | 22. Bei Wasserandrang sind die Pfähle nicht sicher einwandfrei herzustellen, da während des (Bohrens) und Betonierens Wasser im Vortreibrohr ansteht und beim Ziehen des Futterrohres leicht Unterbrechungen des Pfahlschaftes entstehen können; bei schädlichen Wässern ist dies besonders bedenklich. |
| | | 23. Der Baugrund muß wegen der Preisbildung besonders gut bekannt sein, da die Kosten der Bohrarbeit mit dem Bohrwiderstand stark wachsen. |
| | | ferner: 14. |
| X. Keller- Pfahl. | Wie IX., jedoch ist die Herstellung bei Wasserandrang gesichert (außer bezügl. den Beton angreifender Wässer) und das Ziehen des Vortreibrohres erleichtert. | |
| XI. Wolfs- holz- Pfahl. | Wie bei X.; dazu völliger Fortfall von Erschütterungen auch des Rammens; dagegen ist die erforderliche Gerätegruppe nicht einfach. | |

An Hand der vorstehenden Uebersicht und aus der folgenden Beschreibung des Zimmermann'schen Pfahles

A. Herstellungs-Verfahren für das Erdloch der Ortpfähle:

| Rammen | | | Bohren | | |
|---|---------------------------------------|--|---|--------------------|---|
| während des Betonierens erhält das Rammloch eine Ausfütterung, welche | | | während des Betonierens erhält das Bohrloch eine Ausfütterung, welche | | |
| keine Ausfütterung | im Boden verbleibt | wieder gewonnen wird | keine Ausfütterung | im Boden verbleibt | wieder gewonnen wird |
| I. Dulac | II. Mast III. Stern IV. Raymond | V. Frankignoul VI. Simplex VII. Wilhelmi-Explosivpfahl VIII. Wilhelmi-Preßpfahl, Zimmermann-Pfahl | | | IX. Strauss-Pfahl X. Keller-Pfahl XI. Wolfsholz-Pfahl |

(weiterhin kurz „Z-Pfahl“ genannt), ergibt sich nun dessen Beurteilung wie folgt, wobei hauptsächlich die Klasse des Z-Pfahles (d. i. V—VIII) zum Vergleich heranzuziehen ist.

1. Der Grad der Einfachheit der Pfahlfertigung ist nicht geringer als bei den übrigen seiner Klasse, die erforderliche Gerätegruppe ist einfacher, sehr standfest und erfordert geringe Anschaffungskosten.

2. Es ist eine gleich gute Eindringung des Betons in das Erdreich nach Maßgabe von dessen jeweiliger Nachgiebigkeit, wie bei allen Pfählen, bei denen diese durch Stampfung erfolgt, gewährleistet; hierin beruht ein Sonder-vorteil gegenüber denjenigen Systemen, bei denen der Beton durch Preßluft oder Schnecke eingepreßt wird, da die Stampfwirkung jedenfalls bei Aufwendung gleicher Kosten eine stärkere ist. *)

3. Ein sicherer und dauernder Schutz gegen schädliche Wirkung chemisch angreifender Bodensubstanzen kann auf sehr einfache Weise hergestellt werden. **)

4. Gegen mechanisch schädigende Einwirkung von Grundwasser auf den frischen Beton von außen her kann der Pfahlkern, d. h. der rechnungsmäßige Pfahlquerschnitt, mit Erfolg geschützt werden, ohne daß das Schutzmittel weiter als nötig über die gefährdete Zone hinaus erstreckt werden muß. (Schutzzylinder.)

5. Die Anwendbarkeit des Verfahrens bei Grundwasserandrang ist gewahrt durch zuverlässig wasser-dichte Spitze.

6. Der Pfahl kann unschwer bewehrt werden.

7. Die Möglichkeit des Pfahlbaues auch in freiem Wasser ist gegeben.

*) Eine stärkere Eindringungswirkung kann höchstens dem Explosionsverfahren zugeschrieben werden; diesem Nachteil steht aber gegenüber, daß die Explosivpfähle ein wesentlich beschränktes Anwendungsgebiet im Vergleich zum Z-Pfahl besitzen.

**) Bei allen Pfahlsystemen — also auch bei Rammpfählen — kann die Sicherung gegen chemische Angriffe mit weitestgehendem Erfolg unter Ersparung der Kosten für schützende Hüllen auch erzielt werden, durch Anwendung von Hochfenzement geeigneter Zusammensetzung, da es Hochfenzemente gibt, welche gegen die Mehrzahl der in der Natur vorkommenden, den Beton angreifenden Grundwässer usw. dauernd widerstandsfähig sind. Ein anderes Mittel, nämlich den Beton durch Imprägnierung mit Inertol oder ähnlichen Mitteln zu schützen, empfiehlt sich nicht, da die Wirkung nicht dauernd gesichert erscheint und der Beton dadurch eine erhebliche Festigkeitsminderung erleidet.

***) Auch der Sachverständige k. k. Oberbaurat Dr. von Emperger gelangt in einem ausführlichen Sondergutachten zu einer gleich günstigen Beurteilung des Z-Pfahles, wie sie hier vom Verfasser vertreten wird.

8. Die Rammjungfer, an deren Stelle auch der Ramm-bär treten kann, wirkt nur auf die Pfahlspitze und berührt das Vortreibrohr nicht, daher mit der Rammtiefe wachsende Einschränkung der Erschütterungen, was weiter begünstigt ist durch (geringe) Vergrößerung des Spitzen-Durchmessers gegenüber dem Rohrdurchmesser. Hierdurch ist unter Reibungsminderung eine Schonung des äußeren Rohrmantels gegeben.

9. Anwendung einer Einspülvorrichtung ist möglich.

10. Die gesamte Vortreibeinrichtung einschließlich Spitze wird wieder gewonnen; nur wenn das Rohrinne vor Wassereintritt zu sichern ist, geht ein (kleiner) Teil der (dreiteiligen) Spitze verloren.

11. Die Entnahme von Bodenproben ist im Trocknen nicht ausgeschlossen und auch nicht umständlich, kann aber leicht entbehrt werden mit Rücksicht auf die Bestimmbarkeit der Pfahllänge aus dem „Ziehen“ des Vortreibsystems.

12. Das wertvolle Kriterium des Pfahlziehens in den Rammhütten ist gegeben.

13. Es besteht vollkommene Unabhängigkeit von vorheriger Ermittlung der erforderlichen Pfahllängen.

14. Die Möglichkeit der Verbindung mit vorher zu rammendem Fertigpfahl ist gegeben.

15. Die Rammarbeit ist durch die etwas ausgebauchte Form der Spitze (die übrigens nicht dem Z-Pfahl allein eigen ist) vermindert, sodaß eine entsprechend leichtere Ramme benutzt werden kann.

16. Verdrückungen des Vortreibgeröhres sind ausgeschlossen, da starke Bohrrohre zur Anwendung gelangen.

17. Es kann auch bei beschränkter Bauhöhe (≥ 3 m) gearbeitet werden wie bei allen Systemen, bei denen durch Verschraubung die Vortreibrohre in Schüssen gekuppelt werden.

An Nachteilen verbleibt eigentlich nur, daß die Ramm-Erschütterungen nicht vollkommen ausgeschaltet sind; daß dem System die Sondervorteile 1, 25 nicht eigen sind, kann ihm nicht wohl als Mangel angerechnet werden, da es auch im Pfahlbau keine Universalmedizin geben kann.

Es kennzeichnet sich somit der Z-Pfahl als im Besitz einer besonders hohen Zahl von technischen Vorteilen ***). Dieser Umstand genügt aber allein nicht, um ihm den Vorzug vor den anderen Systemen zu erteilen; hierzu bedarf es noch des Nachweises, daß die erzielbaren Vorteile nicht mit unangemessen hohen Kosten erkaufte werden müssen. Dieser Nachweis ist insofern schwer, als es nicht möglich ist, alle Pfahlsysteme auf die Grundlage annähernd gleicher technischer Bedingungen zu bringen, auf der allein dann ein zutreffender wirtschaftlicher Vergleich anzu-stellen wäre; gegen gleiche Abweichungen von den ge-dachten Grundbedingungen verhalten sich aber die ver-schiedenen Pfahlsysteme verschieden. Bis zu einem ge-wissen Genauigkeitsgrade lassen sich jedoch die Kosten der Pfahlsysteme schon aus den Herstellungsvorgängen abschätzen; beim Z-Pfahl wird sich unten zeigen, daß er seine Vorzüge nicht durch Beträge erkaufen muß, die ihn unwirtschaftlich machen würden, sondern seine Kosten sind, wie die später folgende Kostenberechnung für einen bestimmten Fall anhaltsweise erkennen läßt, durchaus normale, bzw. niedrige; für eine generelle Beurteilung ist zu bedenken, daß umfangreiche Erfahrungen in der Herstellung von Ortpfählen bereits gesammelt sind, da er auf den Z-Pfahl ohne weiteres übertragbar sind, da er nichts grundsätzlich Neues oder Unbekanntes in sich birgt, vielmehr nur die allgemein bewährte Methode, mit neuen Vorzügen ausgestattet, benutzt. — (Schluß folgt.)

Inhalt: Die Bedeutung der Stufenfilter und die Erweiterung des Wasserwerkes der Stadt Magdeburg. (Schluß.) — Werdegang des „Vereins Deutscher Portland-Cement-Fabrikanten“ in 40 Jahren. (Schluß.) — Der neue Ortpfahl, System Zimmermann (D. R. P.) —

Vorlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin.
Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselein in Berlin.
Buchdruckerei Gustav Schenck Nachflg. P. M. Weber in Berlin.